

ESTUDO DE SOLUÇÕES PARA ESTABILIZAÇÃO DE UMA GRANDE FORTIFICAÇÃO MURALHADA SOBRE ATERROS DE GRANDE ALTURA EM CEDÊNCIA PROGRESSIVA

CATARINA MARIA CARVALHO DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Prof. Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

SETEMBRO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha família e ao André

*“É a vontade que faz o Homem grande ou pequeno”
Friedrich Schiller*

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho só foi possível graças ao contributo, directo ou indirecto, de algumas pessoas e instituições. Gostaria de expressar desde já o meu agradecimento a todos os que me apoiaram, em especial:

- Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca, orientador desta tese, pelo apoio, disponibilidade e persistência que demonstrou ao longo da realização deste trabalho;
- Ao Professor Doutor José Couto Marques, pela ajuda na resolução de problemas com os programas;
- Ao Engenheiro Agostinho Costa do IGESPAR, por toda a disponibilidade em me receber, e me fornecer todo o material necessário;
- Ao IGESPAR, pelo fornecimento dos relatórios produzidos pela Mota-Engil, e utilização dos resultados que aí constavam;
- Ao Sr. António Fortuna, da Câmara Municipal de Valença do Minho, pelo fornecimento da planta cotada do concelho;
- A toda a minha família, em especial aos meus pais e irmãos, por todo o apoio e reconhecimento;
- Ao André, por todo o apoio, carinho e paciência;
- Aos colegas de curso, pelo companheirismo e amizade que me dedicaram ao longo destes 5 anos;
- A todos os meus amigos de Lamego, por todo o companheirismo e confiança que sempre depositaram em mim.

A todos eles, um muito obrigado.

RESUMO

A presente tese teve como objectivo analisar de forma preliminar as razões que podem explicar o aparecimento de preocupantes movimentos detectados na muralha de Valença, com sinais expressos em aberturas de grandes fendas nos panos das muralhas do baluarte do Carmo, a Noroeste da praça fortificada.

Este trabalho incluiu um estudo preliminar das construções, dos materiais dos maciços subjacentes e da própria alvenaria de pedra, um levantamento dos registos de monitorização disponíveis até à data de elaboração desta dissertação e a elaboração de modelos representativos de alguns perfis geotécnicos, enquadrados na topografia da zona implicada, que permitiram, com o recurso a métodos numéricos, avaliar a estabilidade do talude e da muralha, recorrendo-se para o efeito aos programas SEEP/W[®], SLOPE/W[®], e SIGMA/W[®], da GeoSlope que existe disponível no SiFEUP.

Inicialmente foi compilada informação sobre as condições de estabilidade dos taludes adjacentes do baluarte em apreço, nomeadamente os movimentos mais significativos e avaliadas as principais causas desses danos. A caracterização geotécnica dos solos foi diferida das sondagens integrais realizadas para colocação das calhas inclinométricas, tendo estas definido as três direcções de movimento potencial. Dos três perfis elaborados para estudo, desenvolveram-se análises de estabilidade, incluindo estudos de sensibilidade dos efeitos da presença de água e existência de parcela coesiva de resistência. Foi também realizada uma retro-análise, fazendo variar parâmetros de deformabilidade e cargas aplicadas, para tentar perceber se os deslocamentos registados na pouca instrumentação disponível podiam asspciar-se a mecanismos de cariz maioritariamente deformacional, ou seja, a assentamentos/subsidências

Por fim, são expostas soluções-tipo para casos semelhantes, a aplicar no caso em estudo, para que tais deslocamentos não aumentem.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade, talude, deslocamentos, ângulo de atrito, nível freático

ABSTRACT

This thesis aimed to examine in a preliminary way the reasons that can explain the appearance of disturbing movements detected in the wall of Valencia, with signs expressed in openings of large cracks in the panels of the walls of the bastion of Carmo in north-west of the fortified plaza.

This work included a preliminary study of the constructions, the materials of the underlying soils and the stone masonry, a survey of the available monitoring records till the date of this thesis and the development of representative models of some geotechnical profiles, framed in the topography of the implicated area, which permitted with the use of numerical methods to evaluate the slope stability and wall, using programs for this purpose SEEP/W[®], SLOPE/W[®], e SIGMA/W[®], from GeoSlope that is available in SiFEUP.

It was initially compiled information about the condition of stability oh the adjacent slopes bulwark in question, including the most significant movements and the main causes of such damage were evaluated. The geotechnical characterization of soils was a result of comprehensive surveys performed for placement of lean metric gutters having these ones defined the three directions of potential movement. From the three profiles made for the study, stability analysis including sensitivity studies of the effects of the presence of water and the existence of cohesive plot of resistance were developes. It was also made a retro-analysis performed by varying parameters of deformation and applied forces to try to understand if the offsets recorded in the little avaiable instrumentation could join mechanisms of deformational nature, for example the settlement/subsidence.

At last, standard solutions are exposed to similar cases to apply in the case so that such displacements can not increase.

KEYWORDS: stability, slope, displacements, friction angle, groundwater level

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xix
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xxi

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. INTRODUÇÃO HISTÓRICA	2
1.2.1. APARECIMENTO DAS FORTIFICAÇÕES ABALUARTADAS	2
1.2.2. A FORTIFICAÇÃO DE VALENÇA	3
1.3. ÂMBITO E OBJECTIVOS	4
1.4. ORGANIZAÇÃO DA TESE	7

2. ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTRODUÇÃO TEÓRICA	9
2.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DA ESTABILIDADE DE TALUDES	9
2.2. TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA	11
2.2.1. ESCOAMENTO	11
2.2.1.1. Fluxo ou Fluência	11
2.2.1.2. Levadas	12
2.2.2. SUBSIDÊNCIAS E RECALQUES	13
2.2.2.1. Desprendimentos	13
2.2.3. DESLIZAMENTOS	14
2.2.3.1. Rotacional.	15
2.2.3.2. Translacional	16
2.2.3.3. Misto	16
2.2.4. EROSÃO	17
2.2.5. CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA	19
2.2.5.1. Quanto aos grupos	19

2.2.5.2. Quanto à velocidade.....	22
2.2.5.3. Quanto à profundidade	23
2.2.5.4. Quanto ao estilo.....	23
2.2.5.5. Quanto ao estado de actividade.....	23
2.3. PRINCIPAIS CAUSAS DE INSTABILIDADE.....	24
2.3.1. INTRODUÇÃO	24
2.3.2. ACÇÃO DA ÁGUA	25
2.3.2.1. Acréscimo de carga.....	25
2.3.2.2. Excesso de pressões neutras	25
2.3.2.3. Efeito do nível freático	25
2.3.3. ACÇÃO DO HOMEM.....	25
2.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE	25
2.4.1. DETERMINAÇÃO DO FACTOR DE SEGURANÇA	27
2.4.1.1. Análise de Tensões	27
2.4.1.2. Teoria de Equilíbrio Limite	28
2.5. MÉTODOS DE ANÁLISE.....	29
2.5.1. MÉTODOS DAS FATIAS.....	30
2.5.1.1. Método de Fellenius	33
2.5.1.2. Método de Bishop.....	34
2.5.2. MÉTODO DE JANBU	38
2.5.3. MÉTODO DE MORGENSTERN & PRICE	43
2.5.4. COMENTÁRIOS	46
2.6. ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO	47
2.6.1. FENÓMENO DE COLAPSO.....	47
2.6.1.1. Estrutura dos Solos Colapsíveis.....	48
2.6.1.2. Mecanismo de Colapso	49
2.6.2. IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS.....	50
 3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	 55
3.1. INTRODUÇÃO	55
3.2. INSTRUMENTAÇÃO	56
3.2.1. IMPORTÂNCIA DA INSTRUMENTAÇÃO.....	56
3.2.2. PROCESSO DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	57

3.2.2.1. Escolha do Equipamento de Observação	59
3.2.3. INSTRUMENTOS DE OBSERVAÇÃO	60
3.2.3.1. Inclínómetros	62
3.2.3.1. Alvos Topográficos	69
3.3. PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO ATERRO	71
3.3.1. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	72
3.3.2. PESO VOLUMICO, ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO	73
3.3.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON	74
3.3.4. RESUMO DAS PROPRIEDADES	75
 4. MODELAÇÃO DOS PERFIS	 77
4.1. ESCOLHA DOS PERFIS	77
4.2. INTRODUÇÃO AO SEEP, SLOPE E SIGMA	80
4.2.1. SEEP	80
4.2.2. SLOPE	80
4.2.3. SIGMA	81
4.3. MODELAÇÃO DOS TRÊS PERFIS	81
4.3.1. MODELAÇÃO NO SEEP/W	81
4.3.2. MODELAÇÃO NO SLOPE/W	83
4.3.3. MODELAÇÃO NO SIGMA/W	84
 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	 87
5.1. ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO	87
5.2. DETERMINAÇÃO DO FACTOR DE SEGURANÇA, FS	88
5.3. VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS	94
5.3.1. AUMENTO DOS VALORES DAS SOBRECARGAS	95
5.3.2. DIMINUIÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMIDADE	96
5.3.3. AUMENTO DO FACTOR DE SEGURANÇA COM A PROFUNDIDADE	98
 6. MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO	 101
6.1. INTRODUÇÃO	101
6.2. DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO	101
6.2.1. DRENAGEM	103

6.2.1.1. Drenagem Superficial	103
6.2.1.2. Drenagem Profunda	104
6.2.2. REFORÇO TERRENO.....	114
6.2.2.1. Injecções sólidas	114
6.2.2.2. Jet-Grouting	115
6.2.2.3. Deep Soil Mixing.....	126
6.2.2.4. Cutter Soil Mixing.....	130
6.2.2.5. Jet Grouting vs Cutter Soil Mixing	134
6.3. CONCLUSÕES	135
 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	 137
7.1. CONCLUSÕES	137
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	138
 BIBLIOGRAFIA	 139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fortalezas Transfronteiriças do Rio Minho (Guedes et al, 2007)	1
Figura 1.2 – Planta da Fortificação de Valença do Minho (autor desconhecido, 1809 – guardado no GEASM de Lisboa).....	4
Figura 1.3 – Fortificação de Valença (Foto de Paisages Españoles)	4
Figura 1.4 – Identificação do baluarte do Carmo	4
Figura 1.5 – Vista lateral do baluarte do Carmo, patamar inferior do lado direito (Foto cedida por Viana da Fonseca) e identificação dos patamares inferiores em planta.....	5
Figura 1.6 – Identificação da descida aos patamares inferiores (Foto cedida por Viana da Fonseca) e representação em planta.....	5
Figura 1.7 – Saída do túnel para uma parte inferior do baluarte (lado direito)	5
Figura 1.8 – Lado esquerdo do baluarte, junto ao inclinómetro 3.....	6
Figura 1.9 – Parede superior do lado direito, junto ao inclinómetro 1	6
Figura 1.10 – Parte superior do baluarte, lado direito.....	6
Figura 1.11 – Movimento do baluarte do Carmo.....	7
Figura 1.12 – a) Instabilidade global do talude; b) Rotura do solo de fundação (Ortigão e Sayão, 1999)7	
Figura 2.1 – Deslizamento em La Aurora, México, Outubro de 1999 (Fumo, 2000)	10
Figura 2.2 – Deslizamento em Maierato, Itália, Fevereiro 2010 (http://zonaderisco.blogspot.com/2010/02/deslizamento-de-terra-assusta-regiao-da.html).....	10
Figura 2.3 – Erosão e avalanche em Vasco Gil – Funchal, Fevereiro 2010 (Valente, 2010).....	11
Figura 2.4 – Fluxo (Gerscovich, 2010).....	12
Figura 2.5 – Esquema da consequência do fluxo (Gerscovich, 2010)	12
Figura 2.6 – Rastejo – situação real (http://docentes.esa.ipcb.pt/Inova/AULA_HEB_3.pdf)	12
Figura 2.7 – Exemplo de levadas Quitite, Jacarepaguá (GEORIO, 1996, GeoRIO, 2000a).....	13
Figura 2.8 – Esquemas de diferentes tipos de quedas (Pacheco et al., 2006).....	14
Figura 2.9 – Esquema da superfície de deslizamento (Dyminski, 2010).....	14
Figura 2.10 – Escorregamento rotacional (Gerscovich, 2010)	15
Figura 2.11 – Escorregamento translacional (Gerscovich, 2010).....	15
Figura 2.12 – Diferentes superfícies de rotura de escorregamento rotacional (Gerscovich, 2010)	15
Figura 2.13 – Tipos de formas de escorregamentos rotacionais (Gerscovich, 2010)	16
Figura 2.14 – Superfícies de rotura – escorregamento translacional (Gerscovich, 2010).....	16
Figura 2.15 – Escorregamento misto – superfícies de rotura (Gerscovich, 2010)	16
Figura 2.16 – Escorregamento misto progressivo (Gerscovich, 2010).....	17
Figura 2.17 – Escorregamento misto sucessivo (Gerscovich, 2010).....	17

Figura 2.18 – Ravinamento (http://docentes.esa.ipcb.pt/Inova/AULA_HEB_3.pdf)	17
Figura 2.19 – Escorregamento retrogressivo (Gerscovich, 2010).....	18
Figura 2.20 – Processo de evolução da voçoroca (Gerscovich, 2010).....	18
Figura 2.21 – Evolução do FS ao longo do tempo (Gerscovich, 2010)	19
Figura 2.22 – Classificação quanto à velocidade segundo Varnes, 1978	22
Figura 2.23 – Análise probabilística (Dyminski, 2010)	27
Figura 2.24 – Método das Fatias (Gerscovich, 2010)	30
Figura 2.25 – Esforços na fatia n (Gerscovich, 2010).....	31
Figura 2.26 – Procura da superfície crítica de rotura (Gerscovich, 2010)	32
Figura 2.27 – Ângulo das fatias (Gerscovich, 2010)	34
Figura 2.28 – Ábaco para determinação de m_{∞} (Gerscovich, 2010)	36
Figura 2.29 – Erro na base (Gerscovich, 2010)	36
Figura 2.30 – Erro no topo das fatias (Gerscovich, 2010).....	37
Figura 2.31 – Força de percolação (Gerscovich, 2010)	37
Figura 2.32 – Poro pressão sob condição de fluxo (Taylor).....	37
Figura 2.33 – Submersão parcial (Gerscovich, 2010).....	38
Figura 2.34 – Método de Janbu generalizado (Gerscovich, 2010)	38
Figura 2.35 – Parâmetros do Método de Janbu Simplificado (Gerscovich, 2010).....	39
Figura 2.36 – Obtenção de f_0 (www.rocscience.com)	40
Figura 2.37 – Determinação de n^{∞} (Gerscovich, 2010).....	41
Figura 2.38 – Esforços na fatia n (Gerscovich, 2010).....	43
Figura 2.39 – Distribuições de forças entre as fatias usadas por Morgenstern e Price (Gerscovich, 2010).....	43
Figura 2.40 – Influência de λ no valor do factor de segurança (Gerscovich, 2010).....	46
Figura 2.41 – Condição tridimensional (Gerscovich, 2010)	47
Figura 2.42 – Vínculos de siltes (Dudley, 1970, Viana da Fonseca, 2004)	48
Figura 2.43 - a) Vínculos de argila; b) Vínculos de argila resultante da lixiviação; c) Vínculos de argila resultante do fluxo de lama (Dudley, 1970, Viana da Fonseca, 2004); d) Microagregações ligadas por pontes de argila (Clemence e Finbarr, 1981, Viana da Fonseca, 2004).....	49
Figura 2.44 - Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987, Viana da Fonseca, 2004): a) microestrutura de argila constituída por agregações de arranjos elementares; b) matriz de silte e areia ligados por conectores de argila	49
Figura 2.45 - Expansão e colapso para um mesmo solo (Jennings e Knight, 1975, Viana da Fonseca, 2004).....	50

Figura 2.46 - Comportamento da expansão e do colapso utilizando conceitos elastoplásticos (Alonso e Gens, 1993, Viana da Fonseca, 2004)	50
Figura 2.47 - Curva deformação volumétrica específica <i>versus</i> tensão vertical de ensaios edométricos duplos (Viana da Fonseca, 2004)	52
Figura 2.48 - Curva índice de vazios <i>versus</i> tensão vertical de ensaios edométricos simples (Viana da Fonseca, 2004).....	53
Figura 3.1 – Extracto da Carta Geológica de Portugal à escala 1:500000 (Cruz et al., 2007).....	55
Figura 3.2 – Fotografia dos terraços aluvionares (Foto cedida por Viana da Fonseca).....	55
Figura 3.3 – Processo de caracterização geotécnica (Becker, 2001)	58
Figura 3.4 – Posicionamento dos instrumentos de observação	61
Figura 3.5 - Localização do inclinómetro I1, visto do lado direito do baluarte (Gil, 2009)	61
Figura 3.6 - Localização do inclinómetro I2, visto do centro do baluarte (Gil, 2009).....	61
Figura 3.7 - Localização do inclinómetro I3, visto da posição do inclinómetro I2	62
Figura 3.8 - Alvos A2 e A3, alvos da muralha (Gil, 2009).....	62
Figura 3.9 – Paredes de contenção ou cortinas de estacas-prancha (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	63
Figura 3.10 – Barragens de aterros com núcleo argiloso (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	63
Figura 3.11 – Barragem de aterro com paramentos de betão armado (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	64
Figura 3.12 – Aterros sobre solos moles (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998).....	64
Figura 3.13 – Banquetas em taludes (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998).....	64
Figura 3.14 – Túneis (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	64
Figura 3.15 – Barragens de rejeitos (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998))	65
Figura 3.16 – Barragem de gravidade de betão armado (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	65
Figura 3.17 – Muros de suporte de betão armado (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	65
Figura 3.18 – Estacas carregadas lateralmente (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	65
Figura 3.19 – Taludes e deslizamentos (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998).....	66
Figura 3.20 – Inclinómetro e a sua inserção no tubo (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	66
Figura 3.21 – Exemplo de um registo inclinométrico em Santa Cruz do Sul (Bressani, 2009)	67

Figura 3.22 – Colocação do tubo e posterior injeção da calda através do tubo (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	68
Figura 3.23 – Injeção da calda e posterior colocação do tubo (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)	68
Figura 3.24 – Colocação do tubo e posterior injeção da calda através de uma mangueira exterior ao tubo (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998).....	69
Figura 3.25 - Modelo de prisma de reflexão total. (Faggion,1999)	70
Figura 3.26 – Alvo de reflexão através de superfície espelhada. (Faggion,1999).....	70
Figura 3.27 - Alvo de reflexão difusa (Faggion,1999))	71
Figura 3.28 – Alvos de reflexão total utilizados para as leituras no baluarte (Cruz et al, 2008)	71
Figura 3.29 – Medidas da descida a meia altura	73
Figura 4.1 – Definição das linhas dos perfis	77
Figura 4.2 – Marcação dos perfis no terreno (perfil 1 a amarelo, perfil 2 a azul, e perfil 3 a verde).....	78
Figura 4.3 – Perfil 1 (medidas em metros)	78
Figura 4.4 – Perfil 2 (medidas em metros)	78
Figura 4.5 – Perfil 3 (medidas em metros)	79
Figura 4.6 – Perfil 1 completo (medidas em metros)	79
Figura 4.7 – Perfil 2 completo (medidas em metros)	79
Figura 4.8 – Perfil 3 completo (medidas em metros)	80
Figura 4.9 – Curva de permeabilidade da função 4	81
Figura 4.10 – Correspondência das funções aos materiais	82
Figura 4.11 – Perfil 2 com condições de nível de água	82
Figura 4.12 – Condição de carga total	83
Figura 4.13 – Propriedades resistentes dos materiais (Peso volúmico em kN/m^3 , coesão em kPa, e ângulo de atrito em graus).....	83
Figura 4.14 – Definição do centro de rotação e do raio da superfície de deslizamento	84
Figura 4.15 – Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, material 2 (Módulo de elasticidade em kPa, coeficiente de Poisson sem unidades, coesão em kPa, ângulo de atrito em graus).....	85
Figura 4.16 – Aplicação de forças	85
Figura 4.17 – Aplicação das forças, perfil 3 (exemplo)	85
Figura 4.18 – Condições fronteira do terreno – deslocamentos nulos.....	86
Figura 4.19 – Modelação final do perfil 3 (exemplo)	86
Figura 5.1 – Análise de percolação do perfil 3, para $k_3=4,3\text{e}^{-6}\text{m/s}$	87
Figura 5.2 - Análise de percolação do perfil 3, para $K_3=4,3\text{e}^{-5}\text{m/s}$	88
Figura 5.3 - Análise de percolação do perfil 3, para $K_3=4,3\text{e}^{-8}\text{m/s}$	88

Figura 5.4 – Gráfico da variação do factor de segurança em função da variação da coesão	90
Figura 5.5 – Gráfico da variação do factor de segurança em função da variação da permeabilidade, $c'=0$ kPa.....	91
Figura 5.6 - Gráfico da variação do factor de segurança em função da variação da permeabilidade, $c'=10$ kPa.....	91
Figura 5.7 - Gráfico da variação do factor de segurança em função da variação da permeabilidade, $c'=20$ kPa.....	91
Figura 5.8 – Análise percolação perfil 1, permeabilidade normal	92
Figura 5.9 – Análise percolação perfil 3, maior permeabilidade material 3	92
Figura 5.10 – Gráfico da variação do factor de segurança em função da variação do nível freático.....	92
Figura 5.11 – Superfície de deslizamento associada ao menor factor de segurança do perfil 1	93
Figura 5.12 – Superfície de deslizamento associada ao menor factor de segurança do perfil 2	93
Figura 5.13 – Superfície de deslizamento associada ao menor factor de segurança do perfil 3	94
Figura 5.14 - Esquema de comparação dos deslocamentos.....	94
Figura 5.15 – Gráfico da variação do deslocamento horizontal com o aumento das forças.....	95
Figura 5.16 – Gráfico da variação do deslocamento horizontal em função da variação do módulo de deformabilidade dos materiais 2 e 3 (E2 e E3).....	97
Figura 5.17 – Deformada e informação do ponto correspondente à superfície do inclinómetro, perfil 2, para movimento horizontal impedido na zona inferior do perfil	98
Figura 5.18 - Deformada e informação do ponto correspondente à superfície do inclinómetro, perfil 2, para movimento horizontal livre na zona inferior do perfil	98
Figura 5.19 – Factor de segurança 1, mais à superfície.....	99
Figura 5.20 – Factor de segurança 2	99
Figura 5.21 – Factor de segurança 3	99
Figura 5.22 – Factor de segurança 4, junto à base	99
Figura 6.1 – Fase de solução, taludes em solo, alternativas (GEORIO, 2000b)	102
Figura 6.2 – Escolha da solução para taludes em solo (GEORIO, 2000b)	102
Figura 6.3 – Sistema de drenagem superficial (GEORIO, 2000b).....	103
Figura 6.4 – Cobertura vegetal (GEO, 1995, visto em GeoRio, 2000b)	104
Figura 6.5 – Impermeabilização com betão projectado (GEO, 1995, visto em GeoRio, 2000b).....	104
Figura 6.6 – Ponteira filtrante (Dobereiner e Vaz, 1998)	105
Figura 6.7 – Exemplo de rebaixamento com três estágios de ponteiras (Alonso, 1999)	106
Figura 6.8 – Detalhes dos poços usados para a estabilização de encosta em Seattle, Washington (Cedergren, 1968)	107
Figura 6.9 – Trincheira drenante (Cunha et al, 1991)	108

Figura 6.10 – Secção transversal que mostra o fluxo em direcção à superfície do talude, antes e depois da colocação da trincheira drenante (Rico e Castilho, 1974)	108
Figura 6.11 - Valas do sistema de drenagem da Muralha de Chaves	109
Figura 6.12 - Sistema de drenagem: valas com britas e geotextil, manilhas e tubos de escoamento (Costa et al, 2010)	109
Figura 6.13 – Dreno sub-horizontal profundo (Cunha e tal, 1991).....	110
Figura 6.14 – Influência dos DHPs no fluxo de água no interior do maciço (Rico e Castilho, 1974)..	110
Figura 6.15 – Tipos de drenos utilizados em Hong Kong (GEO REPORT, 1992).....	111
Figura 6.16 – Disposição dos DHPs e sua influência no nível freático (Rico e Castilho, 1974)	112
Figura 6.17 – Rede de fluxo com aplicação de drenos (Nonveiller, 1981)	113
Figura 6.18 - Tubos de injeção para aplicação do jet grouting (www.heidelbergcement.com - Sousa, 2009).....	115
Figura 6.19 – a) Diagrama esquemático da técnica jet-grouting em diferentes fases; b) Pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999)	116
Figura 6.20 - Sistemas tradicionais de <i>jet grouting</i> : jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Layne Construction, - Marques, 2008)	117
Figura 6.21 - Diâmetro das colunas de <i>jet grouting</i> em função do tipo de solo (Schlosser, 1997 – Sousa, 2009)	118
Figura 6.22 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 1999)	123
Figura 6.23 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 1999)	123
Figura 6.24 - Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999).....	125
Figura 6.25 - a) aplicação do método sueco de <i>Dry mixing</i> ; b) sistema de trados utilizado na Alemanha pela Bauer, a partir de 1977 para aplicação do método <i>Wet mixing</i> ; c) aplicação do método <i>Wet mixing</i> na América (Larsson, 2205 – Sousa, 2009)	126
Figura 6.26 - Etapas envolvidas no processo de aplicação da técnica de DSM (Massarsch e Topolnicki, 2005 – Sousa, 2009)	127
Figura 6.27 - Aspecto da ferramenta de corte após a extracção num solo argilosos – efeito “sacarolhas” (Falk e Sigmud, 2009 – Sousa, 2009)	127
Figura 6.28 - Formas de tratamento possíveis de obter com colunas DSM (adaptado de Bruce et al., 2002 – Brás, 2009)	129
Figura 6.29 - Vista em planta da execução de colunas DSM, formando uma “parede” de solo tratado (adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007 – Brás, 2009)	129
Figura 6.30 - Fases de execução de uma laje com colunas DSM (adaptado de U.S. Department of Transportation, 2000 – Brás, 2009).....	130
Figura 6.31 – Configuração do tratamento pelos métodos tradicionais de DMS e pela técnica CSM (Sousa, 2009)	131

Figura 6.32 - Técnica CSM: a) cabeça de corte; b) baixo refluxo após execução de um painel (Stoetzer et al., 2006 – Brás, 2009)	131
Figura 6.33 - Realização de uma parede CSM pela intersecção de painéis primários (P1 e P2) e secundário (S1) (adaptado de Bauer Maschinn GmbH, 2005 – Brás, 2009)	131
Figura 6.34 - Processo de execução da técnica de CSM: a) início da fase de furação, com desagregação do terreno; b) atingida a profundidade máxima de tratamento, inicia-se a injeção de ligantes; c) extracção do equipamento até à superfície, com injeção simultânea de ligantes (www.golder.ca, Sousa, 2009)	132
Figura 6.35 - Aspecto final de um painel de solo tratado com CSM (www.remtech2008.com – Sousa, 2009)	132

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Factores que potenciam os processos erosivos (Gerscovich, 2010)	19
Quadro 2.2 – Classificação dos movimentos de massas (adaptado de Varnes, 1978)	20
Quadro 2.3 – Características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento (Augusto Filho, 1992)	21
Quadro 2.4 – Classificação dos movimentos segundo Magalhães Freire (citado por Ortigão e Sayão, 1999)	22
Quadro 2.5 – Classificação dos movimentos de massa quanto à profundidade (Gerscovich, 2010) ...	23
Quadro 2.6 – Estilo do escorregamento (WLI, 1993).....	23
Quadro 2.7 – Estado de actividade do escorregamento (GEORIO, 2000a).....	23
Quadro 2.8 – Causas de Instabilidade de taludes segundo Varnes (1978)	24
Quadro 2.9 – Agentes e causas dos escorregamentos (Guidicini e Nieble, 1984)	24
Quadro 2.10 – Recomendação para factores de segurança admissíveis (modificado de GEO, 1984) ..	26
Quadro 2.11 – Factores de segurança recomendados para remediação de escorregamentos existentes (GEO, 1984).....	26
Quadro 2.12 – Principais métodos de análise de estabilidade e taludes em solo (GEORIO, 2000a)...	29
Quadro 2.12 (cont.) - Principais métodos de análise de estabilidade e taludes em solo (GEORIO, 2000a)	30
Quadro 2.13 – Folha de cálculo do Método de Bishop (Gerscovich, 2010)	35
Quadro 2.14 - Tabela de cálculo do método de Janbu (Gerscovich, 2010)	42
Quadro 2.15 - Ocorrência de colapso em diversos países (Viana da Fonseca, 2004)	47
Quadro 2.16 - Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg (Viana da Fonseca, 2004)	51
Quadro 2.17 - Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975, Viana da Fonseca, 2004)	53
Quadro 2.18 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (Lutenegger e Saber, 1988, Viana da Fonseca, 2004)	53
Quadro 3.1 – Tabela de classificação dos materiais	72
Quadro 3.2 - Módulos de deformabilidade deduzidos do SPT (adaptada de Stroud, 1988).....	74
Quadro 3.3 – Módulo de Elasticidade dos diversos solos derivado de uma estimativa para os valores do SPT	75
Quadro 3.4 – Resumo das propriedades	75
Quadro 5.1 – Factor de segurança mínimo, perfil 1.....	89
Quadro 5.2 – Factor de segurança mínimo, perfil 2.....	89
Quadro 5.3 – Factor de segurança mínimo, perfil 3.....	90

Quadro 5.4 – Variação dos deslocamentos com a variação da sobrecarga sobre a zona das casas .	95
Quadro 5.5 - Variação dos deslocamentos com a variação da sobrecarga sobre a zona do baluarte	96
Quadro 5.6 – Variação dos deslocamentos com a diminuição de E_3	96
Quadro 5.7 – Variação dos deslocamentos com a diminuição de E_2	97
Quadro 6.1 – Principais características do sistema de <i>jet-grouting</i> (Carreto, 1999)	119
Quadro 6.2 – Aplicações da técnica de <i>jet-grouting</i> (Carreto, 1999)	120
Quadro 6.3 – Valores limite dos parâmetros intervenientes da técnica de <i>jet-grouting</i> (Carreto, 1999)	122
Quadro 6.4 – Resistência à compressão de materiais tratados por <i>jet-grouting</i> (Carreto, 1999)	124
Quadro 6.5 - Resumo das propriedades do solo tratado com a técnica DSM (Brás, 2009)	128
Quadro 6.6 - Vantagens e desvantagens da técnica DSM (adaptado de U:S: Department of Transportation, 2000 – Brás, 2009)	130
Quadro 6.7 - Resumo dos aspectos mais relevantes inerentes ao CSM (adaptado de Bauer Maschinen GmbH, 2005 – Brás, 2009)	133
Quadro 6.8 - Vantagens e desvantagens da técnica CSM (Brás, 2009)	133
Quadro 6.9 - Análise comparativa entre o jet grouting e a técnica de CSM (Sousa, 2009)	134

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LETRAS LATINAS

$\vec{i}$ - gradiente hidráulico

b – largura da fatia

c' – coesão efectiva

dP_b – resultante da pressão neutra na base da fatia

d_s – resistência da base da fatia

E – módulo de deformabilidade do solo

E , X , e T – esforços entre fatias

f_0 – função da relação d/l e do tipo de solo (determinado graficamente)

$h(x)$ – função da linha de acção da pressão neutra

K – coeficiente de permeabilidade do solo

k – constante de Janbu

l – comprimento da superfície de corte

M – momentos

N – resultante normal da tensão na base da fatia

N_{SPT} – número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT

n_α – parâmetro definido graficamente em função da geometria e inclinação da base da fatia

P – peso médio por unidade de largura

P_w – pressão neutra no contorno da fatia

q – carga distribuída

Q – impulso de água nas fendas

R – raio

S – tensão de corte mobilizada na base da fatia

S_u – tensão média efectiva

u – pressão neutra

W – peso próprio da fatia

x – abcissa genérica

$y(x)$ – função da superfície de rotura

$y_t(x)$ – função da linha de acção da tensão efectiva normal

$z(x)$ – função da superfície do talude

LETRAS GREGAS

T_f – tensão tangencial na rotura

T_{mob} – resistência mobilizada na superfície de corte

ν - coeficiente de Poisson

α – ângulo que a tangente da curva de escorregamento faz com a horizontal

γ – peso volúmico do solo

γ_w – peso volúmico da água

ρ – raio de curvatura

σ – tensão resultante sobre o elemento da superfície de deslizamento

σ' – tensão efectiva resultante sobre o elemento da superfície de deslizamento

ϕ' – ângulo de resistência ao corte (comummente designado ângulo de atrito)

ABREVIATURAS

A – alvo topográfico

F_p – força de percolação

F_s – coeficiente de segurança

I – inclinómetro

NF – nível freático

SPT – *Standard Penetration Test* (ensaio de penetração standard)

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

O Concelho de Valença situa-se no extremo da zona Norte do País, distrito de Viana do Castelo, e faz fronteira fluvial com Espanha através do Rio Minho.

É delimitado a Norte pelo Rio Minho, a Este pelo concelho de Monção, a sudoeste pelo concelho de Vila Nova de Cerveira e a Sul pelo concelho de Paredes de Coura.

Apresenta uma área de 115,20 km² gerida por 16 freguesias: Arão, Boivão, Cerdal, Cristêlo-Côvo, Fontoura, Friestas, Gandra, Ganfei, Gondomil, Sanfins, S. Julião, S. Pedro da Torre, Silva, Taião, Valença e Verdoejo (Ventura da Cruz, 2008).

O caso a estudar é a sua Praça-Forte, situada na freguesia de Valença, na povoação que tem o mesmo nome.

Esta Praça-Forte faz parte de um conjunto de 16 fortes/fortalezas pertencentes às Fortalezas Transfronteiriças do Rio Minho, apresentadas na sua globalidade na Figura 1.1.



Figura 1.1 – Fortalezas Transfronteiriças do Rio Minho (Guedes et al, 2007)

1.2. INTRODUÇÃO HISTÓRICA

1.2.1. APARECIMENTO DAS FORTIFICAÇÕES ABALUARTADAS

Apesar da pólvora e da artilharia serem bastante antigas, só o desenvolvimento da artilharia móvel veio colocar em causa o sistema tradicional de fortificações, baseado em muralhas altas, quase perpendiculares ao solo e relativamente pouco espessas. A altura das muralhas era apenas limitada pelo custo e pelas possibilidades estruturais, uma vez que quanto mais alta era a muralha mais difícil era, para o assaltante, escalá-la e, para o defensor, dominar visualmente a zona circundante (Rochi, 1984)

Tradicionalmente, tendo-se como referência a *História de Itália* de Maquiavel, indica-se a expedição de Carlos VIII da França contra o Reino de Nápoles, de 1494 a 1497, como a causa que despoletou as inovações em matéria de fortificações.

Esta relação causa-efeito tem sido discutida e criticada recentemente, uma vez que os canhões eram já uma ameaça real, pelo menos desde a década de 1450. Contudo, é inegável que a queda de muitos castelos, de construção tradicional, diante das forças napoleónicas fomentaram o desenvolvimento de outras tipologias fortificações à moderna.

Foram seguidas duas práticas diferentes quando se iniciou a fortificação à moderna. A primeira consistiu na transformação dos castelos antigos, através do abaixamento e aumento da espessura das suas muralhas, da substituição das torres de planta quadrada ou com esquinas facilmente danificáveis por torres redondas, da criação de terraplanos e acrescento de obras de terra pelos lados interiores das muralhas. Esta técnica é descrita pelos relatores da época como "estrela no círculo velho". A segunda consistiu na elaboração de modelos de fortificações completamente novas, partindo já não das condições do terreno e das necessidades internas do lugar, mas sim das linhas de tiro, dos princípios da cobertura e do tiro de enfiada (Rochi, 1984).

Surgiram então os baluartes, elementos pentagonais constituídos por duas faces, dois flancos, e uma gola, que liga o baluarte à estrutura principal, normalmente sustentados por muralhas de alvenaria e preenchidos com terra apiloadas.

A modernização das fortificações começou, obviamente, pela adaptação das velhas fortalezas, uma vez que, dado o seu número e extensão, seria muito custosa a sua substituição completa. No entanto, tornou-se evidente que o contínuo progresso técnico da artilharia obrigaria a uma total reformulação do traçado das muralhas. Depressa emergiram personalidades de relevo que começaram a teorizar e a construir novos tipos de fortificações, de onde se destacam os italianos irmãos Sangallo - que generalizaram o uso do baluarte pentagonal - e Francesco di Giorgio Martini - que, apesar de ter seguido uma linha de desenvolvimento que os sucessivos progressos tecnológicos demonstraram ineficaz, é considerado o verdadeiro pai da fortificação à moderna, principalmente graças ao número dos seus seguidores (Fara, 1989).

A principal preocupação dos arquitectos desses tempos era a da protecção das cortinas (lanço recto de muralha entre duas torres ou entre dois baluartes), o principal alvo da artilharia de sítio que poderia, facilmente abrir uma brecha numa simples muralha direita, por mais robusta que fosse. Uma vez aberta a brecha, o próximo passo seria o de lançar um assalto de infantaria que, por ali, penetraria na fortaleza. Para contrariar esta tática, experimentou-se o chamado "fogo de retaguarda", que seria feito a partir de uma estrutura avançada em relação às cortinas, propositadamente fortalecida e provida de posições para a artilharia que daí poderia atingir a infantaria que tentasse aproximar-se da cortina para tentar um assalto através da brecha (Fara, 1989).

Compreende-se que esta obra, por sua vez, se tornasse exposta ao tiro da artilharia inimiga e, de facto, a partir da década de 1520 a artilharia de sítio passou a usar a tática de concentrar os seus tiros sobre as obras avançadas. Como, para a protecção das cortinas, bastariam algumas bocas-de-fogo de pequeno calibre, a atenção dos artilheiros e dos projectistas de fortificações voltou-se para os baluartes. A forma fantasiosa teorizada por Francesco di Giorgio e pelos seus seguidores - também não desdenhada pelos irmãos Sangallo - que, até então, tinham sido admiravelmente eficazes, já não respondiam à necessidade de não existirem pontos cegos, impossíveis de atingir pelos tiros dos defensores (Fara, 1989).

1.2.2. A FORTIFICAÇÃO DE VALENÇA

A fortificação de Valença, situada na margem esquerda do rio Minho, na raia portuguesa com a Galiza, remonta à transição do século XII para o XIII. Esta fortificação destinava-se à defesa da povoação e da travessia daquele trecho do rio.

A necessidade de reconstrução das defesas transformou-a numa Praça-forte. A povoação ficou separada do rio por uma expressiva rede de baluartes e de patamares que comunicam entre si por meio de fossos e de passagens superiores.

Segundo Gil (1996), planimetricamente, a Praça-forte ficou dividida em duas grandes áreas que se comunicavam pela chamada *Porta do Meio*: o sector Norte, que abrange a antiga vila medieval, e o sector Sul, uma área menor e mais aberta: designada *Coroada*.

No contexto da Guerra da Restauração da independência portuguesa, esta fortificação lindeira foi inteiramente reformada com um projecto do francês Miguel de l'École. Desse modo, foram reconstruídos os muros para abraçar o perímetro estendido da vila, e erguidas novas estruturas abaluartadas, entre as quais:

- a *Coroada*, com três baluartes (*Santa Ana*, *São Jerónimo*, e *Santa Bárbara*) e dois meio-baluartes (*São José* e *Santo António*);
- abertos novos fossos, sobre os quais se ergueram relevos em talude;
- revelins para defesa de algumas cortinas
- sete novos baluartes, a saber: *Carmo*, *Esperança*, *Faro*, *Lapa*, *São Francisco*, *São João* e *Socorro*.

Já com as primeiras obras em andamento, resistiu a uma incursão espanhola no início da guerra de Restauração (1643). Ainda em obras, caiu em mãos espanholas em 1654, para logo ser reconquistada por tropas portuguesas sob o comando do Conde de Castelo Melhor. As obras prosseguiram em 1661, para serem concluídas em 1713, quando o seu último arquitecto, Manuel Pinto de Vilalobos, a deu como concluída. Ao final do século XVIII, foram reforçados os muros do *Paiol da Pólvora* e levantado o *Paiol do Açougue* (1774).



Figura 1.2 – Planta da Fortificação de Valença do Minho (autor desconhecido, 1809 – guardado no GEASM de Lisboa)



Figura 1.3 – Fortificação de Valença (Foto de Paisages Españoles)

Considerada como a mais importante fortificação do Alto Minho, foi objecto de diversas intervenções de conservação e restauro ao longo do século XX. As estruturas que chegaram até aos dias de hoje encontram-se abertas ao público, em relativamente bom estado de conservação (Gil, 1996).

1.3. ÂMBITO E OBJECTIVOS

O estudo realizado neste trabalho recai sobre um dos baluartes da Fortaleza de Valença, o Baluarte do Carmo. A identificação deste baluarte é feita na figura 1.4.

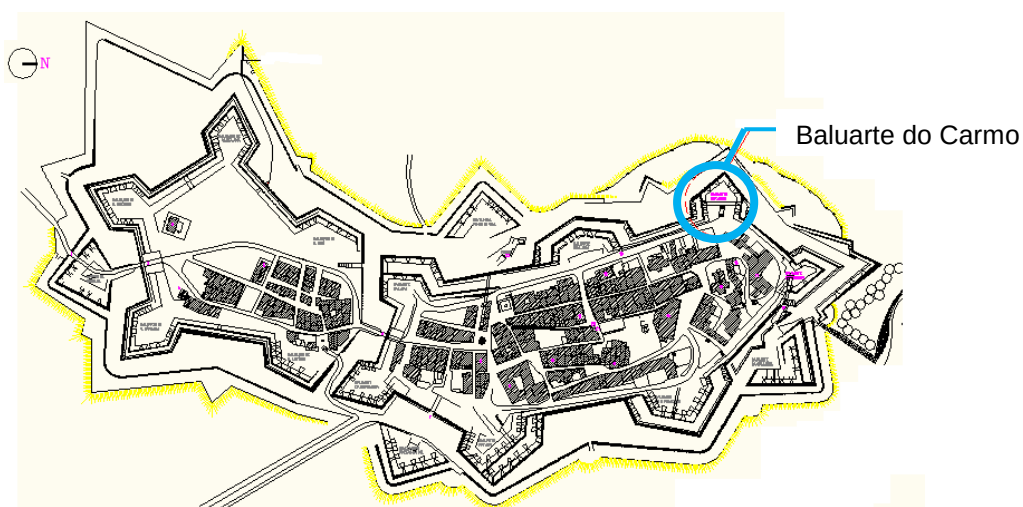


Figura 1.4 – Identificação do baluarte do Carmo

O baluarte do Carmo é um dos baluartes pertencentes à zona da praça. Este baluarte tem a particularidade de ter as zonas laterais num patamar inferior (Figura 1.5), acessíveis através de uma rampa desde a zona central do baluarte (Figura 1.6).

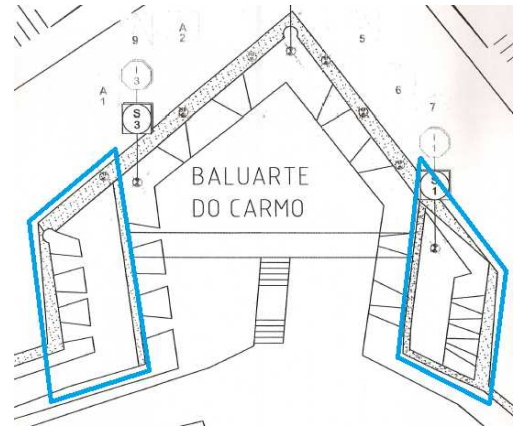


Figura 1.5 – Vista lateral do baluarte do Carmo, patamar inferior do lado direito (Foto cedida por Viana da Fonseca) e identificação dos patamares inferiores em planta

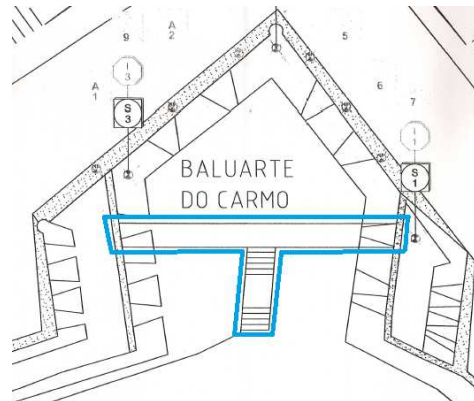


Figura 1.6 – Identificação da descida aos patamares inferiores (Foto cedida por Viana da Fonseca) e representação em planta

Atendendo à importância que uma muralha como a da Praça de Valença representa, torna-se imprescindível analisar os problemas que possam surgir em tal estrutura, tal como os movimentos que este baluarte tem vindo a apresentar. As seguintes figuras, 1.7, 1.8, 1.9, e 1.10, apresentam alguns danos visíveis na alvenaria do baluarte.



Figura 1.7 – Saída do túnel para a parte inferior do baluarte, lado norte



Figura 1.8 – Lado superior esquerdo do baluarte, lado sul



Figura 1.9 – Parede superior do lado direito da muralha, lado norte



Figura 1.10 – Parte superior do baluarte, lado norte

As fendas com desenvolvimento sub-vertical presentes no baluarte sugerem um movimento de translação/rotação como o apresentado na figura 1.11.



Figura 1.11 – Movimento do baluarte do Carmo

Também no baluarte do Socorro, à direita do baluarte do Carmo, assim como no pano de muralha entre estes, existem sinais de instabilidade.

Os movimentos aqui encontrados são geralmente associados à instabilidade global do talude ou à rotura do solo de fundação (Figura 1.12).

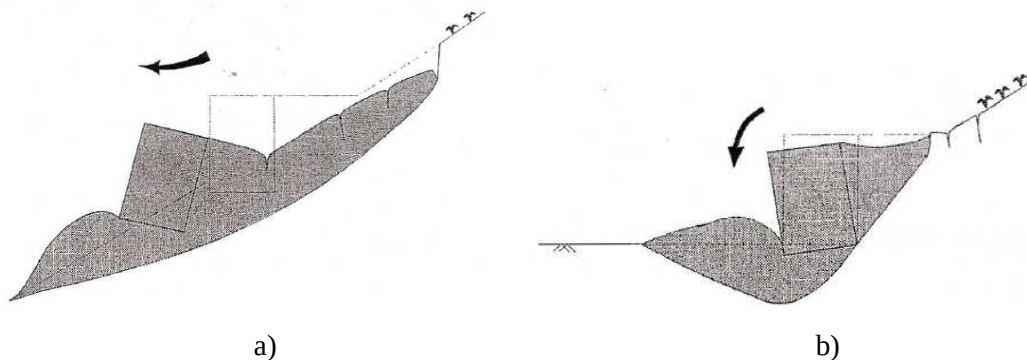


Figura 1.12 – a) Instabilidade global do talude; b) Rotura do solo de fundação (Ortigão e Sayão, 1999)

1.4. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Para proceder à análise de estabilidade esta dissertação está dividida em sete capítulos.

O capítulo 1 não é mais do que um prefácio do trabalho. Procura-se enquadrar historicamente a Praça-Forte de Valença do Minho. É também neste capítulo que são expostos os objectivos gerais deste trabalho, assim como a organização em capítulos para os atingir.

No capítulo 2 faz-se uma introdução teórica sobre o problema de estabilidade de taludes. Neste capítulo faz-se referência à importância deste tipo de estudos, explorando movimentos e as suas causas. São ainda descritos os diferentes tipos e métodos de análise.

O capítulo 3 inicia-se com um ponto sobre instrumentação, e como esta ajuda na caracterização dos maciços. O segundo ponto descreve a caracterização geotécnica efectuada, utilizando exaustivamente os relatórios já existentes realizados pela Mota-Engil para o IGESPAR.

No capítulo 4 escolhem-se os perfis a serem estudados, e estes são elaborados graficamente e devidamente cotados. Este capítulo engloba ainda a descrição do modelo numérico e do modelo comportamental de solos utilizados, sendo portanto feita a descrição dos programas utilizados.

No capítulo 5 apresentam-se todas as análises efectuadas, assim como os resultados obtidos.

O capítulo 6 expõe métodos de estabilização de taludes na generalidade, descrevendo pormenorizadamente os que servem o caso em estudo.

No capítulo 7, capítulo de conclusão, evidenciam-se as falhas ao longo do processo, concluindo sobre a estabilidade do talude e soluções de estabilização. Apresenta ainda perspectivas para desenvolvimentos futuros.

2

ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTRODUÇÃO TEÓRICA

2.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Nos finais do século XIX e início do século XX, nos E.U.A., Panamá, Suécia e Alemanha, registaram-se numerosos acidentes de escorregamentos de taludes. Para dar resposta a estes acidentes, estudando os fenómenos decorrentes, foram nomeadas nestes países comissões. Como resultado desta investigação foram equacionadas aquelas abordagens simplistas clássicas e desenvolveram-se novas metodologias analíticas. Em simultâneo surgem os princípios da Mecânica dos Solos, nomeadamente o princípio das tensões efectivas de Terzaghi. A experiência acumulada de casos de escorregamentos permitiram chegar a algumas soluções consistentes que têm denotado bom desempenho.

Historicamente salientam-se dois escorregamentos de grandes proporções: o de Saint Goldan, na Suíça, em que uma enorme massa rochosa de 30 metros de altura e 1500 metros de comprimento, deslizou ao longo da encosta arrasando uma aldeia; um outro sucedeu em Gross Ventre nas margens de Snake River, no Estado de Wyoming, E.U.A., onde em poucos minutos uma massa estimada em 50 milhões de metros cúbicos escorregou, dando origem a uma barragem natural de 60 metros de altura (Caputo, 1996).

Nos anos de 1966, 1967, e 1972, ocorreram vários escorregamentos em encostas do Estado de Guanabara, Brasil, cuja gravidade levou à criação do “Instituto de Geotécnica” para estudar, controlar e prever os fenómenos de instabilidade (Ortigão e Sayão, 1999). É, aliás, no Brasil, onde se tem feito um esforço notável no estudo e monitorização de encostas urbanas de grande potencial de risco. Este esforço é notório no Rio de Janeiro, onde vários fenómenos de instabilização impuseram a criação de um gabinete especializado do governo do estado, a GeoRio, que para além de uma equipa adstrita a estes estudos, elaborou há alguns anos um manual de conduta de grande nível. Ainda recentemente, na noite de 7 de Abril deste ano, em Niterói (Rio de Janeiro), devido a temporais, ocorreu o desabamento de um morro, levando à morte mais de duzentas pessoas.

Em 1999 foram notificados dois grandes escorregamentos na América do Norte e Central: em Outubro, no México, numa zona urbana, La Aurora, morreram mais de 200 pessoas (Figura 2.1); em Dezembro, na Venezuela, Estado de Vargas, após um período longo de forte pluviosidade, morreram cerca de trinta mil pessoas, ficando desalojadas centenas de milhares, afectando fortemente a economia do país.

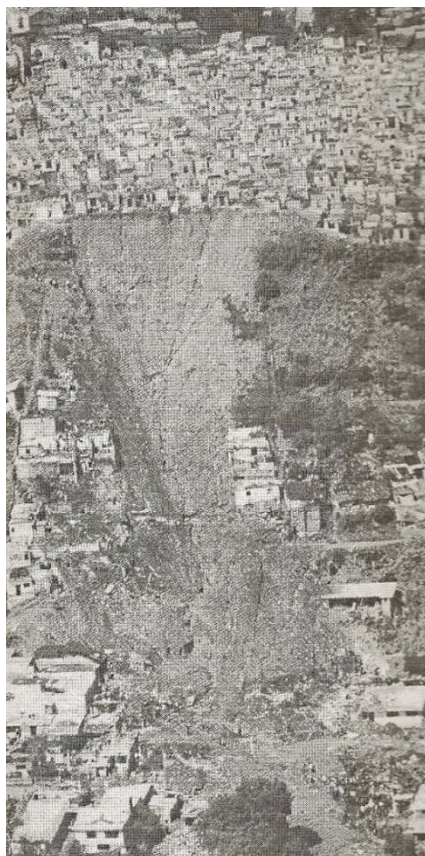


Figura 2.1 – Deslizamento em La Aurora, México, Outubro de 1999 (Fumo, 2000)

Recentemente ouvimos falar de desastres naturais em Itália (<http://zonaderisco.blogspot.com/2010/02/deslizamento-de-terra-assusta-regiao-da.html>) e na Madeira.

Em 16 de Fevereiro de 2010, em Itália, houve um grande deslizamento (Figura 2.2) sem causas aparentemente conhecidas que quase “engoliu” uma cidade. Apesar da grandeza de tal deslizamento não foram registados vítimas mortais.



Figura 2.2 – Deslizamento em Maierato, Itália, Fevereiro 2010

(<http://zonaderisco.blogspot.com/2010/02/deslizamento-de-terra-assusta-regiao-da.html>)

Na Madeira, também em Fevereiro deste ano, chuvas fora do normal provocaram escoamento superficial e sub-superficial excessivos, originando erosão acelerada. A saturação dos solos criando

gradientes hidráulicos na interface entre o maciço terroso e rochoso, entre outros factores como o aumento das pressões neutras, que conduziram ao aumento do peso dos solos e consequente diminuição do coeficiente de segurança, deu também origem a deslizamento de taludes naturais e artificiais (Valente, 2010).



Figura 2.3 – Erosão e avalanche em Vasco Gil – Funchal, Fevereiro 2010 (Valente, 2010)

No caso em estudo um desabamento traria diferentes problemas. A expressão deste eventual escorregamento pode não ser tão grande como outros apontados, mas poderia haver danos pessoais, pois o baluarte em questão é o baluarte mais visitado de toda a Praça-Forte de Valença pela sua bela vista sobre o Rio Minho. A este problema acrescenta-se o facto de a muralha ser Património Nacional, e de dever ser conservada como tal, pela sua expressão cultural e de orgulho nacional.

2.2. TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

Os diferentes movimentos de massa podem ser distinguidos entre escoamentos, subsidências e escorregamentos, sendo esta distinção feita a partir da velocidade de movimentação e da forma de rotura.

Também se considera a erosão como um movimento, a ser tratado separadamente, uma vez que os processos erosivos dependem de outros agentes e condições particulares.

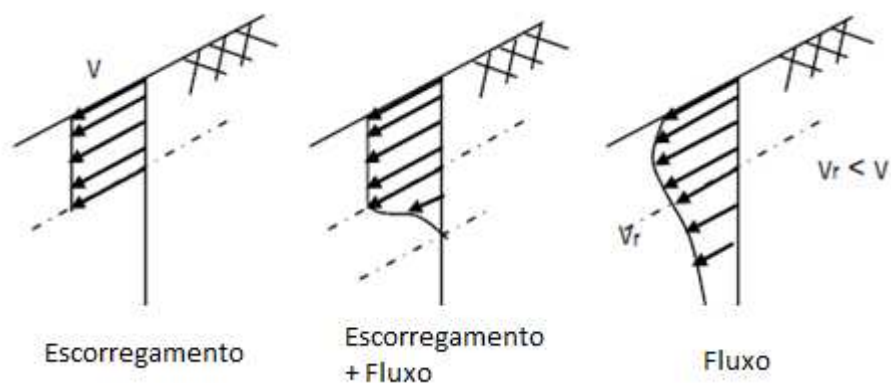
2.2.1. ESCOAMENTO

2.2.1.1. Fluxo ou fluência

Os escoamentos são caracterizados por movimentos lentos e contínuos, sem superfície de rotura bem definida, podendo englobar grandes áreas.

São causados pela acção da gravidade associada a efeitos causados pela variação de temperatura e hidrológica.

O deslocamento dá-se quando se atinge um estado limite de cedência por fluência, a qual é inferior à resistência de corte.



2.4 – Fluxo (Gerscovich, 2010)

Tal movimento pode ser eventualmente observado em superfície mudando a verticalidade de árvores e postes.

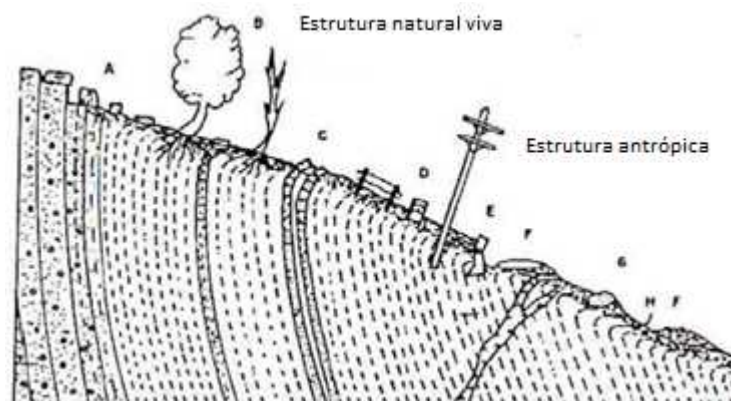


Figura 2.5 – Esquema da consequência do Fluxo (Gerscovich, 2010)



Figura 2.6 – Fluxo – situação real (http://docentes.esa.ipcb.pt/Inova/AULA_HEB_3.pdf)

2.2.1.2. Levadas

Movimento caracterizado por velocidades superiores a 10 km/h. Em planta, a sua configuração parecerá uma língua.

É provocado por uma perda de resistência associada ao excesso de água.



Figura 2.7 – Exemplo de levadas Quitite, Jacarepaguá, (GEORIO, 1996, GeoRIO, 2000a)

2.2.2. SUBSIDÊNCIAS E ASSENTAMENTOS

Ao deslocamento da superfície gerado por consolidação, colapso ou afundamento de camadas dá-se o nome de subsidência. Resulta da brusca diminuição dos índices de vazios, ou arraste de matéria sólida por fluxo hidráulico. Geralmente envolve grandes áreas.

As causas mais comuns para este movimento são a acção erosiva das águas subterrâneas, efeitos de vibração em sedimentos granulares soltos, exploração mineira ou hidrocarbonetos, e bombeamento de águas subterrâneas.

Aos movimentos verticais de uma estrutura, causados pelo peso próprio ou pela deformação do solo gerada por outro agente, dá-se o nome de assentamentos.

As causas mais comuns são a acção do peso próprio, remoção do confinamento lateral devido a escavações, e rebaixamento do nível freático.

2.2.2.1. Desprendimentos

São movimentos de queda livre ou em plano inclinado. Acontece com material rochoso a velocidades muito elevadas.

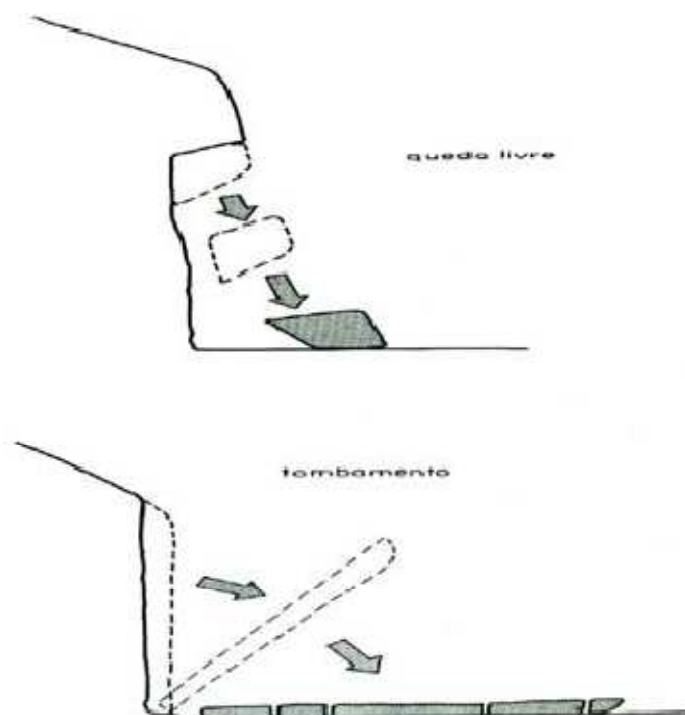


Figura 2.8 – Esquemas de diferentes tipos de Desprendimentos (Pacheco et al, 2006)

2.2.3. DESLIZAMENTOS

Os escorregamentos são movimentos rápidos ao longo de superfícies bem definidas. Ocorrem quando as tensões de corte se igualam à resistência ao corte, sendo o coeficiente de segurança então definido por:

$$F_S = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = 1 \quad (2.1)$$

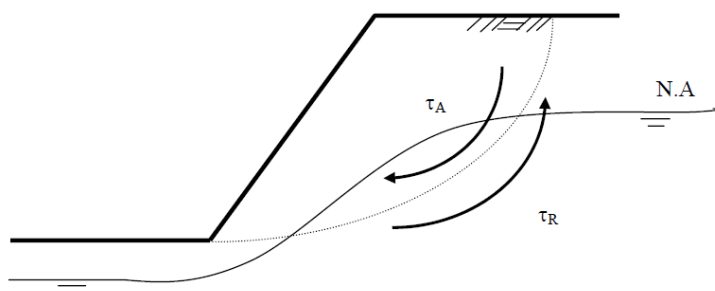


Figura 2.9 – Esquema da superfície de deslizamento (Dyminski, 2010)

São os movimentos mais frequentes e os que trazem piores consequências. A rotura dá-se pela superfície de menor resistência, dependendo dos diferentes materiais constituintes.

Os escorregamentos podem ter várias formas, seguindo diferentes nomenclaturas: rotacionais, translacionais e mistos.

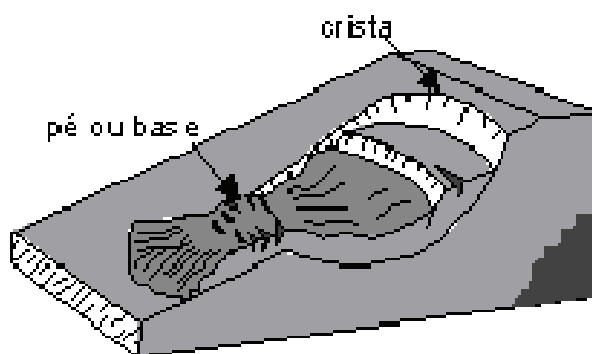


Figura 2.10 – Escorregamento rotacional (Gerscovich, 2010)

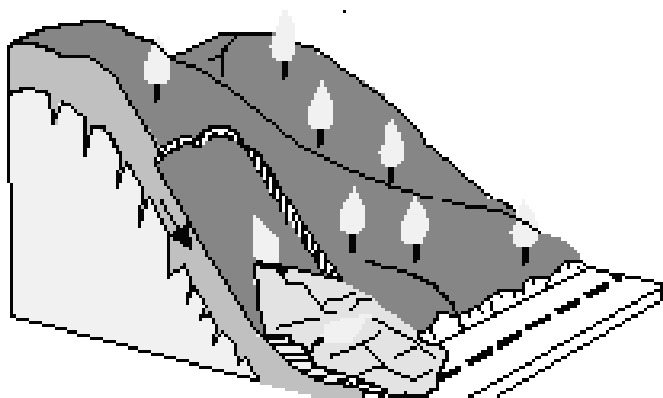


Figura 2.11 – Escorregamento translacional (Gerscovich, 2010)

2.2.3.1. Rotacional

Neste escorregamento, quando a rotura se dá em solos homogêneos, a superfície tende a ser circular. Caso na parte inferior apareçam resistências inferiores, a superfície não é circular, podendo até ter trechos lineares.



Figura 2.12 – Diferentes superfícies de rotura de escorregamento rotacional (Gerscovich, 2010)

Ainda conforme a sua configuração, podemos distinguir o escorregamento em forma de colher ou em forma cilíndrica.

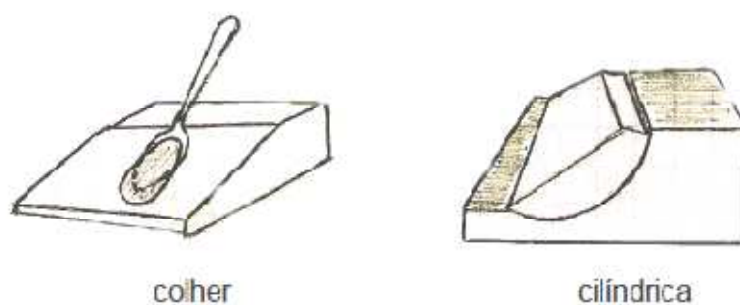


Figura 2.13 – Tipos de formas de escorregamentos rotacionais (Gerscovich, 2010)

Podem também surgir várias superfícies de rotura, ao que chamamos escorregamentos rotacionais múltiplos.

2.2.3.2. Translacional

O movimento translacional é caracterizado pela presença de descontinuidades ou planos de fraqueza.



Figura 2.14 – Superfícies de rotura – escorregamento translacional (Gerscovich, 2010)

2.2.3.3. Misto

O escorregamento misto, como o próprio nome indica, é a junção do escorregamento rotacional com o translacional.



Figura 2.15 – Escorregamento misto – superfícies de rotura (Gerscovich, 2010)

O escorregamento misto pode ser ainda assim classificado quando decorrem os dois tipos, num mecanismo de conjunto, mas não em simultâneo. Assim, pode considerar-se o escorregamento progressivo, quando um escorregamento rotacional provoca rotura abaixo gerando um escorregamento

translacional, e o escorregamento sucessivo, quando um escorregamento rotacional provoca um deslizamento translacional na parte superior. As Figuras 2.16 e 2.17 exemplificam estes escorregamentos.

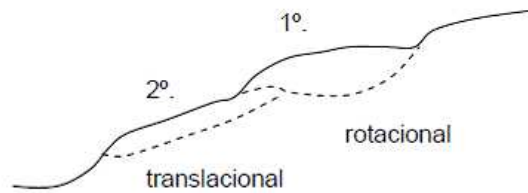


Figura 2.16 – Escorregamento misto progressivo (Gerscovich, 2010)

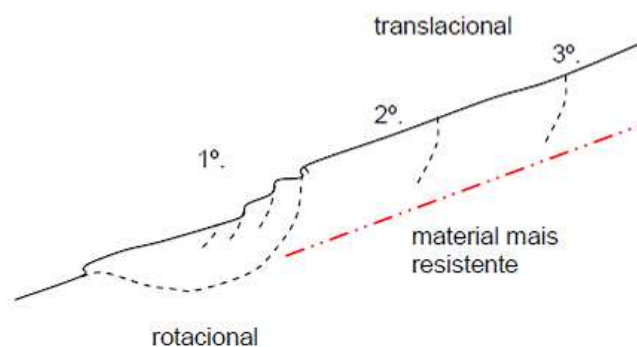


Figura 2.17 – Escorregamento misto sucessivo (Gerscovich, 2010)

O mesmo pode acontecer para escorregamentos exclusivamente rotacionais ou translacionais.

2.2.4. EROSÃO

O homem tem sido quem mais tem contribuído para o fenómeno da erosão. A construção de vias de comunicação e a desmatção/desflorestação, sem ter em conta as questões ambientais, tem provocado o agravamento da erosão. As Figuras 2.18 e 2.19 são exemplos disso mesmo.



Figura 2.18 – Ravinamento (http://docentes.esa.ipcb.pt/Inova/AULA_HEB_3.pdf)



Figura 2.19 – Escorregamento retrogressivo (Gerscovich, 2010)

Futai et al (2005) mostraram que o processo de evolução da voçoroca (ravinas) pode provocar escorregamentos sucessivos (Figura 2.20), conforme indicam as seguintes fases:

- a infiltração reduz a sucção do talude da “voçoroca”, podendo provocar um escorregamento dependendo da duração e intensidade da chuva;
- após o período chuvoso o solo começa a secar, e volta a ganhar resistência;
- o material coluvionar resultante do escorregamento é levado pelo próprio escoamento superficial das chuvas que causaram o escorregamento, e principalmente pelas águas que correm no fundo da voçoroca;
- novas chuvas poderão causar novos escorregamentos.

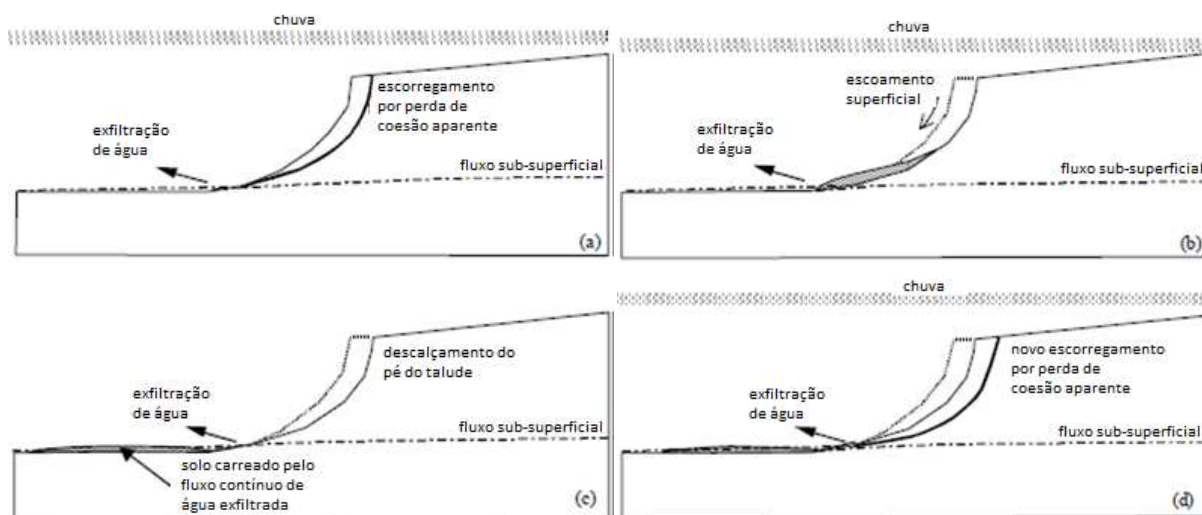


Figura 2.20 – Processo de evolução da voçoroca (Gerscovich, 2010)

Na figura 2.21 pode ver-se a variação do coeficiente de segurança ao longo do tempo, verificando-se que este diminui em períodos de chuvas, e torna a aumentar em períodos de seca.

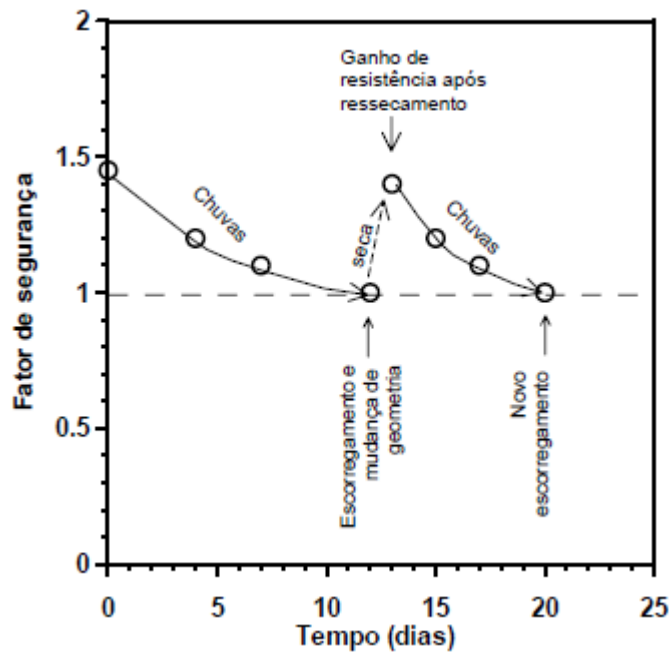


Figura 2.21 – Evolução do FS ao longo do tempo, com ênfase para o ganho de resistência por dissecação/ressecamento (Gerscovich, 2010)

No próximo quadro encontram-se apresentados os factores externos e internos de que dependem os processos erosivos.

Quadro 2.1 – Factores que potenciam os processos erosivos (Gerscovich, 2010)

Factores externos	Factores internos
Potencial de erosividade da chuva	Fluxo interno
Condições de infiltração	Tipo de solo:
Escoamento superficial	▪ desagregabilidade
Topografia (declividade e comprimento da encosta)	▪ erodibilidade
	Características geológicas e geomorfológicas
	Presença de fendas de origem tectónica
	Evolução físico-química e mineralógica do solo

As tentativas de contenção da evolução da erosão são muitas vezes infrutíferas. O conhecimento dos mecanismos que comandam o processo é complexo, uma vez que podem actuar isoladamente ou em conjunto. Para tal a instrumentação geotécnica bem estruturada e disposta convenientemente no maciço e apreço deve ser suficiente e bem interpretada.

2.2.5. CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

Os movimentos de massa serão classificados segundo três aspectos: grupos, velocidade e profundidade.

2.2.5.1. Quanto aos grupos

A classificação internacionalmente mais utilizada é a proposta por Varnes (1978), apresentada no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Classificação dos movimentos de massas (adaptado de Varnes, 1978)

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo (engenharia)	
				Grossoiro	Fino
Desprendimentos			De rocha	De detritos	De terra
Basculamentos					
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento e rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	Translacional	Muitas unidades	De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
			De rocha	De detritos	De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (Fluxo profundo)		
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

Entretanto, dadas as especificidades climáticas e geográficas, surgiu uma adaptação de Augusto-Filho em 1992, adequada para os casos brasileiros (Ortigão e Sayão, 1999).

Quadro 2.3 – Características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento (Augusto Filho, 1992)

Processos	Características do movimento, material e geometria
Fluxo ou fluência	Vários planos de deslocamentos (internos) Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósito, rocha alterada/fracturada Geometria indefinida
Escorregamentos	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidades de médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos a grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis Planares $\Rightarrow$ solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares $\Rightarrow$ solos espessos homogêneos e rochas muito fracturadas Em cunha $\Rightarrow$ solos e rochas com dois planos de fraqueza
Desprendimentos	Sem planos de deslocamento Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão Tombamento
Levadas	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Existe ainda uma terceira classificação, em que Magalhães Freire sugere uma divisão apenas nos três tipos fundamentais, apresentada no Quadro 2.4 (Ortigão e Sayão, 1999).

Quadro 2.4 – Classificação dos movimentos segundo Magalhães Freire (citado por Ortigão e Sayão, 1999)

Nomenclatura	Características
Escoamento	Corresponde a uma deformação ou movimento contínuo com ou sem superfície definida. Dependendo do movimento, são classificados como: ▪ Fluxo $\Rightarrow$ escoamento plástico ▪ Corrida $\Rightarrow$ escoamento fluido-viscoso
Escorregamento	Deslocamento finito ao longo de superfície bem definida Dependendo da forma, são definidos como: ▪ Rotacional ▪ Translacional
Subsidência	Deslocamento finito ou deformação contínua de direcção essencialmente vertical Podem ser subdivididos em: ▪ Subsidiência propriamente dita ▪ Recalque ▪ Desabamento/Desprendimentos

2.2.5.2. Quanto à velocidade

Varnes (1978) classifica os movimentos de extremamente lentos a extremamente rápidos. A seguinte figura apresenta a respectiva escala de velocidades.

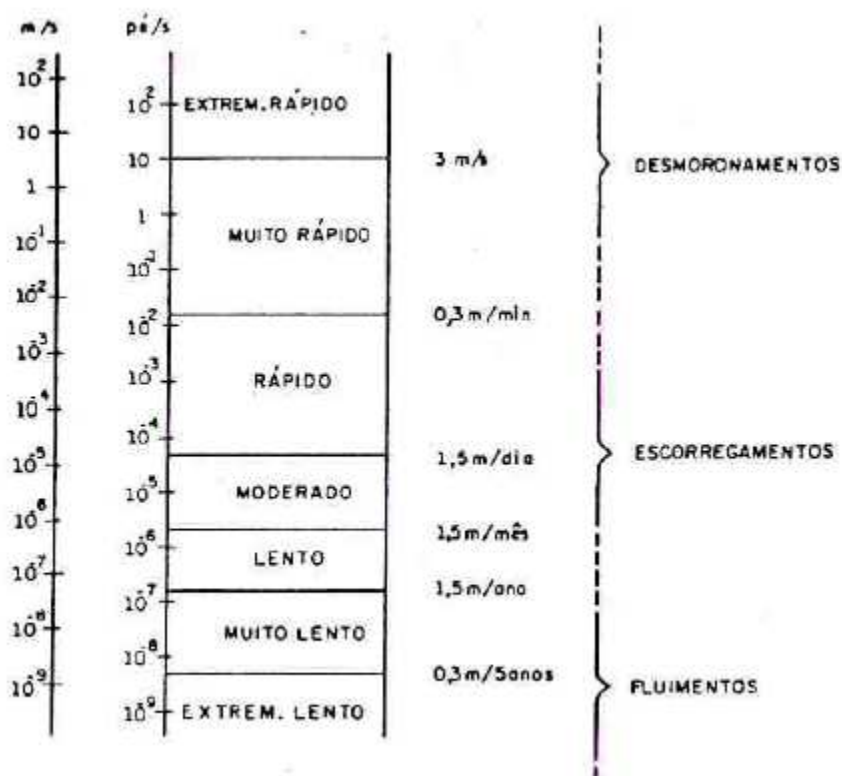


Figura 2.22 – Classificação quanto à velocidade segundo Varnes, 1978

2.2.5.3. Quanto à profundidade

Tendo em conta a profundidade, os movimentos podem ser classificados segunda o seguinte quadro.

Quadro 2.5 – Classificação dos movimentos de massa quanto à profundidade (Gerscovich, 2010)

Nomenclatura	Profundidade (m)
Superficial	< 1,5
Raso	1,5 a 5
Profundo	5 a 20
Muito profundo	> 20

2.2.5.4. Quanto ao estilo

Quadro 2.6 – Estilo do escorregamento (WLI, 1993)

Tipo	Descrição
Complexo	Exibe pelo menos dois tipos de movimentos em sequência
Composto	Exibe pelo menos dois tipos de movimentos simultâneos em diferentes partes da massa deslocada
Sucessivo	É do mesmo tipo de um escorregamento anterior vizinho, mas não compartilha com ele o material deslocado ou a superfície de rotura
Simple	É um simples movimento de material deslocado
Múltiplo	Apresenta repetidos desenvolvimentos no mesmo tipo de movimento

2.2.5.5. Quanto ao estado de actividade

Quadro 2.7 – Estado de actividade do escorregamento (GEORIO, 2000a)

Estado de actividade	Descrição
Activo	Está actualmente em movimento
Paralisado	Moveu-se nos últimos 12 meses, mas não está activo no presente
Reactivado	É um activo que está inactivo
Inactivo	Não se moveu nos últimos 12 meses
Adormecido	Inactivo que pode ser reactivado por causas originais, ou por outras causas
Abandonado	Inactivo que não está mais afectado pelas causas originais
Estabilizado	Inactivo que está protegido das causas originais por medidas correctivas artificiais
Reliquiar	Um escorregamento inactivo, que se desenvolveu sob condições climáticas e geomorfológicas consideravelmente diferentes das do presente. São também denominados movimentos de massas fósseis

2.3. PRINCIPAIS CAUSAS DE INSTABILIDADE

2.3.1. INTRODUÇÃO

Varnes (1978) divide as principais causas de instabilidade em dois grandes grupos: aumento da solicação e redução da resistência. O quadro 2.8, apresentado seguidamente, propõe uma classificação adaptada.

Quadro 2.8 – Causas de Instabilidade de taludes segundo Varnes (1978)

Acção	Factores	Fenómenos gelógicos/antrópicos
Aumento da solicação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva, neve, granizo, etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terramotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em fendas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estruturas)	Características geomecânicas do material Tensões
	Mudanças ou factores variáveis	Intemperismo: redução na coesão, ângulo de atrito Variação das poropressões

Guidicini e Nieble (1984) também apresentam agentes e causas dos escorregamentos.

Quadro 2.9 – Agentes e causas dos escorregamentos (Guidicini e Nieble, 1984)

Agentes			Causas		
Potenciais	Efectivos		Internas	Externas	Intermédiás
	Preparatórios	Imediatos			
Complexo geológico, complexo morfológico, complexo climato-hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação.	Pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação da temperatura, dissolução química, acção de fontes e mananciais, oscilação do freático, acção de animais e antrópica.	Chuvas intensas, fusão do gelo e neves, erosão, terramoto, ondas, vento, acção do homem.	Efeito das oscilações térmicas, redução dos parâmetros de resistência por intemperismo.	Mudanças na geometria do sistema, efeitos de vibrações, mudanças naturais na inclinação das camadas.	Elevação do nível piezométrico em massas “homogéneas”, elevação da coluna de água em descontinuidades, rebaixamento rápido do nível freático, erosão subterrânea retrogressiva, diminuição do efeito de coesão aparente

Seguidamente serão aprofundadas as causas que poderão ter influência no caso em estudo.

2.3.2. ACÇÃO DA ÁGUA

2.3.2.1. Afluxo de carga hidráulica e excesso de pressões neutras

Quando ocorre grande pluviosidade e níveis de enxurradas, a água infiltra-se nos maciços terrosos ou nas fissuras e descontinuidades, aumentando momentaneamente as pressões neutras, e, consequentemente, diminui a resistência, por perda de confinamento efectivo o que diminui a tensão distorcional máxima mobilizada.

Esta chuva que penetra no solo provoca pressões hidrostáticas e aumentos da pressão neutra que acarretam um decréscimo da resistência. Os registos associados das ocorrências de instabilização e as precipitações, revelam, em geral, que os escorregamentos se dão por ocasiões de precipitações excepcionais.

2.3.2.3. Efeito do nível freático não estabilizado

A água freática, ao percolar, exerce pressão sobre as partículas, enfraquecendo a resistência do talude. Nesses casos, os fenómenos de instabilidade hidrodinâmica são reconhecidamente importantes.

Em areias finas e siltosas, o nível freático flui entre as partículas podendo originar fenómenos de carreamento de finos (erosão interna progressiva), sendo a resistência do talude enfraquecida pelas cavidades que se formam.

2.3.3. ACÇÃO DO HOMEM

A acção homem desempenha um papel muito importante no fenómeno de instabilidade de taludes.

A frequente acção antrópica, na transformação da natureza, é geralmente agressora dos equilíbrios estabelecidos. Algumas actividades não correctamente concebidas ou pura e simplesmente fruto de atitudes negligentes, acabam por afectar a estabilidade de taludes, por alteração dos factores acima citados.

A estatística mostra claramente que estes fenómenos ocorrem perto de uma obra que afectou a sua estabilidade. Quase em todo o mundo os empreendedores, particularmente imobiliários, procuram as zonas mais expostas (geralmente em encostas com bom potencial turístico) e implantam as suas obras sem observarem, muitas vezes, as condições de segurança.

No caso em estudo, a construção recente da Pousada de Valença do Minho – São Teotónio (<http://www.pousadas.pt/historicalhotels/PT/pousadas/searchresults>), pode ter potenciado os movimentos apresentados.

2.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Como já foi referido no ponto 2.2.3., a estabilidade de um talude analisa-se comparando as tensões de corte mobilizadas com a resistência ao corte. Comparando os valores últimos destas tensões podemos obtemos o coeficiente de segurança, FS.

Voltando a referir o mesmo ponto, para FS=1 ocorre escorregamento, falta então estudar os restantes casos. Para FS>1 considera-se que o talude está estável, para FS<1 não existe um significado físico, sendo que quanto menor é o coeficiente de segurança, maior é a probabilidade de rotura.

Os valores de coeficientes de segurança que se devem obter apresentam-se nos quadros 2.10 e 2.11 (GEORIO, 2000a).

Quadro 2.10 – Recomendação para coeficientes de segurança admissíveis (modificado de GEO, 1984)

FS adm.		Risco de perda de vidas humanas		
		desprezível	médio	elevado
Risco de perdas económicas	desprezível	1,1	1,2	1,4
	médio	1,2	1,3	1,4
	elevado	1,4	1,4	1,5

i) Coeficientes de segurança para tempo de recorrência de 10 anos;

ii) Para condições de riscos elevados e subsolo mole, o valor admissível de FS pode ser majorado em até 10%.

Quadro 2.11 – Coeficientes de segurança recomendados para remediação de escorregamentos existentes (GEO, 1984)

Riscos de perda de vidas humanas		
desprezível	médio	elevado
FS > 1,1	FS > 1,2	FS > 1,3
Obs.: Coeficientes de segurança para período de recorrência de 10 anos		

Hoje em dia já não são aplicados estes coeficientes de segurança. Segundo o Eurocódigo 7 (EC7, 2004) são aplicados coeficientes parciais de majoramento no caso das acções e de minoramento no caso das propriedades resistentes. Os valores destes coeficientes podem ser consultados no Anexo Nacional A do mesmo eurocódigo.

Por definição, FS é o factor pelo qual os parâmetros de resistência podem ser reduzidos, de tal forma a que o talude fique em estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície.

$$\tau_{mob} = \frac{c'}{FS} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (2.2)$$

Os valores do coeficiente de segurança mínimo admissíveis variam de caso para caso. Esta variação depende do tipo de obra e da sua vida útil. O coeficiente de segurança deve ser tanto superior, quanto pior forem as consequências de uma eventual rotura.

Quando se estabelece um valor para o coeficiente de segurança, trata-se de um método determinístico. Nos últimos anos tem-se criticado essa opção, sugerindo que o coeficiente de segurança deve ter associada uma incerteza, tratando-se assim de um método probabilístico.

O método probabilístico requer o conhecimento das distribuições de probabilidade ou das funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias associadas ao problema (Figura 2.23).

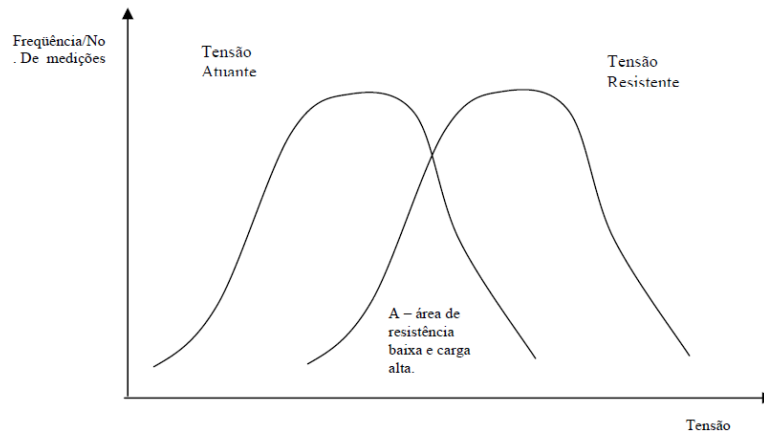


Figura 2.23 – Análise probabilística (Dyminski, 2010)

No seguimento do trabalho apenas serão apresentados métodos determinísticos.

2.4.1. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA

Para determinar o coeficiente de segurança existem dois grandes tipos de abordagem, a análise tensão-deformação que segue leis constitutivas elasto-plásticas até superfícies de rotura, e análise de equilíbrio limite baseada no teorema dos estados limites inferior e superior.

Os métodos relatados mais à frente são análises de equilíbrio limite, perspectivando forças particulares.

2.4.1.1. Análises Tensão-Deformação

Este método tende a avaliar por cálculos de distribuição de estados de tensão deformação (esta eventualmente nula se considerada rigidez infinita) as tensões de desvio ou tangenciais instaladas ao longo de uma potencial superfície de escorregamento e compará-las com as tensões de resistência definidas por um critério de rotura ao longo da mesma superfície.

A seguinte fórmula, a equação de Kotter (deduzida pela primeira vez em 1888 pelo Professor Fritz Kotter, para solos não coesivos (Ortigão e Sayão, 1999)), relaciona as tensões com a forma da linha da superfície de escorregamento.

$$\frac{d\sigma}{dl} - 2\sigma \cdot \tan \phi' \frac{d\alpha}{dl} - \gamma \cdot \sin \alpha - \phi' = 0 \quad (2.3)$$

Esta expressão estabelece a forma da curva de deslizamento através da sua curvatura, $d\alpha/dl$, e das tensões P exercidas sobre ela.

Jaky (1936) demonstrou que esta fórmula é válida para solos puramente coesivos. Tendo em conta que $\tau = \sigma \cdot \tan(\phi)$, obteve a seguinte expressão.

$$\frac{d\tau}{d\alpha} - 2\tau \cdot \tan \alpha + \gamma \cdot \rho \cdot \sin \phi' \cdot \sin \alpha - \phi' = 0 \quad (2.4)$$

Esta expressão é a equação de Kotter expressa em termo de tensões de corte.

Note-se que a análise de tensões expressa atrás á uma particularização para estados de tensão efectivos, e materiais friccionais, logo comandado por resistências exclusivamente atríticas. Ora, esta mesma abordagem pode ser extensiva de solos coesivos-friccionais (ϕ' - c') e análises em tensões efectivas, mas também em solos com componente de resistência do tipo não drenado (critério de rotura tipo Tresca), em que os parâmetros de resistência são associados ao integral da resistência não drenada integrada ao longo da superfície de rotura.

Por estas equações serem de difícil aplicação, recorre-se habitualmente a programas de cálculo automático baseados em métodos de elementos finitos ou de diferenças finitas.

Estes programas permitem a incorporação da não linearidade da curva tensão-deformação, a anisotropia e/ou não homogeneidade dos materiais, a influência do estado inicial de tensões e as etapas construtivas.

Os resultados fornecidos pelos programas permitem estabelecer áreas plastificadas, mesmo sem se estabelecer a superfície de rotura, indicando que esta se dá progressivamente. Permitem ainda estabelecer níveis de tensão de interesse para realização de ensaios de laboratório, e conhecer a magnitude das deformações, que podem ser mais determinantes do que o próprio FS na concepção do projecto.

2.4.1.2. Teoria de Equilíbrio Limite

Num método de equilíbrio limite admite-se que, quando o talude entra em rotura, uma massa de solo desliza sobre uma determinada superfície de escorregamento. No momento da rotura, as tensões são totalmente mobilizadas ao longo de toda a superfície de deslizamento, no conjunto do talude mobilizado, sendo que em cada parte deste se estabelece um equilíbrio estático (Anderson e Richards, 1987).

As tensões máximas de rotura podem ser dadas pelo critério de Mohr-Coulomb (um dos muitos critérios associáveis aos geomateriais).

Nas análises em tensões totais, a tensão de desvio máxima é igual à resistência não drenada.

$$t = c_u = s_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.5)$$

Nas análises em tensões efectivas, a tensão de corte ou tensão tangencial é dada por:

$$\sigma = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (2.6)$$

o que é a expressão do critério coesivo friccional de Mohr-Coulomb.

Em análise de taludes estáveis as tensões mobilizadas abaixo de condições de equilíbrio são menores do que as tensões avaliadas para a rotura, isto é, traduzido pela introdução de um coeficiente de segurança, FS, definido por:

$$F_S = \frac{\text{Resistência ao corte máxima disponível}}{\text{Tensões de corte instaladas por equilíbrio estático}} \quad (2.7)$$

São analisadas superfícies de escorregamento em número considerado suficiente, procurando identificar-se a mais crítica, ou seja, aquela em que a equação 2.7 tem menor valor. Este é, assim, tomado como o coeficiente de segurança do talude.

Quando se usa o método de equilíbrio limite, em princípio há poucas restrições na forma de superfície de escorregamento. Segundo Collins (Skempton, 1946) a superfície de escorregamento é geralmente curva, mas pode ter secções planas especialmente quando é influenciada pela topografia, estratigrafia (mais frequentemente horizontal ou sub-horizontal) ou descontinuidades. Quando se escolhe um método de análise para um determinado talude é importante escolher a forma mais provável da superfície de escorregamento.

Para casos de variações de topografia muito importantes na terceira direcção, pode-se fazer uma reconstituição, com introdução de formulação para uma análise tridimensional.

2.5. MÉTODOS DE ANÁLISE

Existem vários métodos para o cálculo da análise de estabilidade. Na seguinte tabela referem-se os vários métodos e um curto resumo de cada um deles.

Quadro 2.12 – Principais métodos de análise de estabilidade e taludes em solo (GEORIO, 2000a)

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação
Taylor (1948)	circular	Método do círculo de atrito. Análise em termos de tensões totais. Taludes homogêneos.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para algumas condições geométricas indicadas nos ábacos.	Determinação do valor da altura crítica $H_c = N_s \frac{c}{\gamma}$ $FS = \frac{H_c}{H}$	Estudos preliminares. Pouco usado na prática.
Talude infinito	plana	Estabilidade global representada pela estabilidade de um fatia vertical.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para taludes com altura infinita em relação à profundidade da superfície de ruptura.	$FS = \frac{c'}{\gamma \cdot z} \cdot B + \left(\frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \right) \cdot A$ $B = \sec \alpha \cdot \operatorname{cosec} \alpha$ $A = (1 - r_u) \cdot \sec^3 \alpha$ $r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z}$	Escorregamentos longos, com pequena espessura da massa instável; por exemplo, uma camada fina de solo sobre o embasamento rochoso.
Método das cunhas	superfície poligonal	Equilíbrio isolado de cada cunha, compatibilizando-se as forças de contato entre cunhas.	Resolução analítica ou gráfica, com cálculos manuais.	Considera cunhas rígidas. O resultado é sensível ao ângulo (d) de inclinação das forças de contato entre as cunhas.	Determinação gráfica dos erros em polígonos de força para fatores F arbitrados. Cálculo de FS por interpolação para erro nulo.	Materiais estratificados, com falhas ou juntas.
Bishop simplificado (1955)	circular	Considera o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias. Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Método simples, com cálculos manuais ou em computador. Resultados conservativos.	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	$F = \frac{l}{\sum W \sec \alpha} \frac{\sum [c' b + (W - ub) \tan \phi']}{m_a}$ $m_a = \cos \alpha \cdot \left[1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F} \right]$	Método muito usado na prática. O método simplificado é recomendado para projetos simples.
Bishop e Morgenster n (1960)	circular	Aplica o método simplificado de Bishop.	Facilidade de uso.	Limitado a solos homogêneos e taludes superiores a 27°	Retirado diretamente de ábacos.	Para estudos preliminares em projetos simples de taludes homogêneos.

Quadro 2.12 (cont.) – Principais métodos de análise de estabilidade e taludes em solo (GEORIO, 2000a)

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação
Spencer (1967)	não circular	Método rigoroso, satisfaz todas as condições de equilíbrio estático.	Valores de FS mais realísticos.	Complexidade dos cálculos.	Resultantes das forças entre fatias com inclinação constante em toda a massa. Determina fatores de segurança para equilíbrio de momentos (F_m) e equilíbrio de forças (F_f). Calcula FS quando $F_m = F_f$.	Para análises mais sofisticadas, com restrições geométricas da superfície de ruptura.
Hoek e Bray (1981)	circular	Massa instável considerada como um corpo rígido. Solução pelo limite inferior.	Uso simples. Taludes inclinados de 10° a 90°.	Para materiais homogêneos, com 5 condições específicas de nível trático no talude.	Retirado diretamente de âbacos.	Para estudos preliminares, com riscos reduzidos de escorregamento.
Janbu (1972)	não circular	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre as fatias.	Superfícies de ruptura realísticas. Implementação simples em computadores.	Aplicado para solos homogêneos. Pode subestimar o fator de segurança. O método generalizado não tem esta limitação.	Pode ser calculado manualmente, com o auxílio de âbacos, ou por programas de computador.	Grande utilização prática. Devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo.
Morgenstern e Price (1965)	não circular	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Resolve o equilíbrio geral do sistema. É um método rigoroso.	Considerações mais precisas que no método de Janbu.	Não é um método simples. Exige cálculos em computador.	Calculado por iterações, com o uso de computadores.	Para estudos ou análises detalhadas (retroanálises).
Sarma (1973, 1979)	não circular	Método rigoroso, atende as condições de equilíbrio. Considera forças sísmicas (terremotos).	Redução no tempo de cálculo, sem perda de precisão.	Método exige cálculos em computador. O método de Sarma (1973) pode ser resolvido manualmente.	Calculado por iterações, com o uso de computadores.	É aplicado como uma alternativa ao método de Morgenstern e Price.

Seguidamente vão ser explicados os seguintes métodos: Fellenius, Bishop, Janbu, e Morgenstern and Price. Serão apenas desenvolvidos estes métodos uma vez que são os que o programa SLOPE/W utiliza por defeito para o cálculo da estabilidade.

2.5.1. MÉTODO DAS FATIAS

O método das fatias permite a análise de solos heterogêneos, com superfícies irregulares, incluindo ainda distribuição de pressões neutras.

Este método engloba as seguintes etapas:

- subdividir o talude em fatias e assumir a base da fatia linear, por simplificação (Figura 2.24);
- efectuar o equilíbrio de forças em cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia são fruto do peso próprio da fatia;
- calcular o equilíbrio do conjunto através da equação de equilíbrio de momentos.

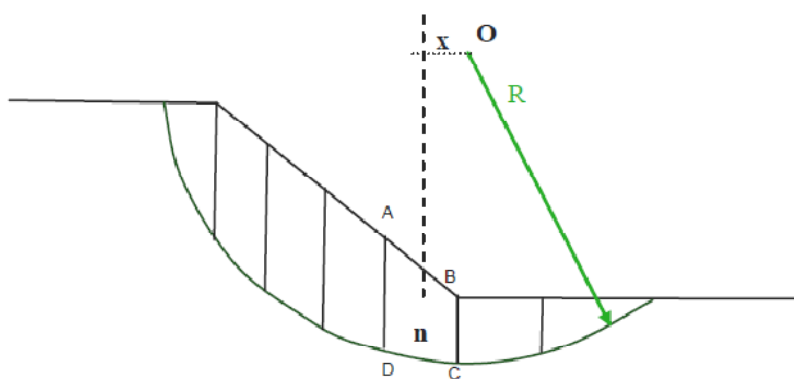


Figura 2.24 – Método das Fatias (Gerscovich, 2010)

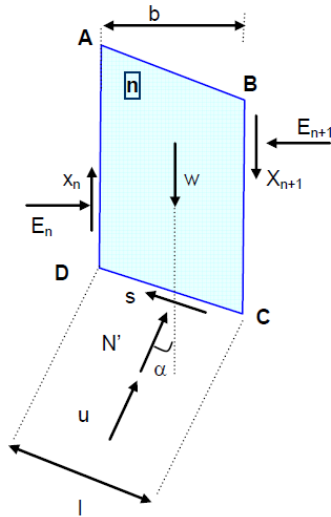


Figura 2.25 – Esforços na fatia n (Gerscovich, 2010)

Tensão de corte mobilizada na base da fatia:

$$S = \tau_{mob} \cdot l \quad (2.8)$$

onde para tensões efectivas:

$$\tau_{mob} = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.9)$$

$$s = T_{mob} = \frac{c' \cdot l}{F_S} + (N - u \cdot l) \frac{\tan \phi'}{F_S} \quad (2.10)$$

e, para tensões totais:

$$\tau_{mob} = s_u \quad (2.11)$$

$$s = T_{mob} = \frac{s_u \cdot l}{F_S} \quad (2.12)$$

Por equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo tem-se:

$$\sum W_i \cdot x_i = \sum \tau_{mob_i} \cdot R \quad (2.13)$$

Substituindo T_{mob} tem-se, em termos efectivos:

$$\sum W_i \cdot x_i = R \cdot \sum \left(\frac{c' \cdot l}{F_S} + (N - u_l) \frac{\tan \phi'}{F_S} \right) \quad (2.14)$$

Ou

$$F_S = \frac{R \cdot \sum (c' \cdot l + (N - u_l) \cdot \tan \phi')}{\sum W_i \cdot x} \quad (2.15)$$

No entanto, sendo $x = R \times \sin \alpha$, vem:

$$F_S = \frac{\sum (c' \cdot l + (N - u_l) \cdot \tan \phi')}{\sum W_i \cdot \sin \alpha} \quad (2.16)$$

E em termos totais:

$$\sum W_i \cdot x_i = R \cdot \sum \left(\frac{s_u \cdot l}{F_S} \right) \quad (2.17)$$

Ora sendo $x = R \times \sin \alpha$, vem:

$$F_S = \frac{\sum s_u \cdot l}{\sum W_i \cdot \sin \alpha} \quad (2.18)$$

Esta será, portanto, a equação básica para determinação de F_S para superfícies circulares, sendo que o coeficiente de segurança mínimo é obtido por iterações; isto é, várias superfícies são testadas até que se determine a superfície potencial de rotura. A Figura 2.26 mostra que contornos de mesmo valor de F_S tendem a apresentar uma forma elíptica, com o eixo maior a aproximar-se da superfície do talude.

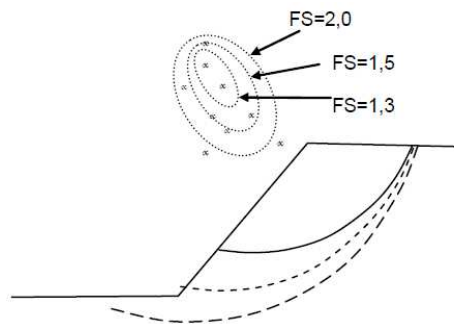


Figura 2.26 – Procura da superfície crítica de rotura (Gerscovich, 2010)

Observe-se que para determinação de F_S é necessário conhecer a força normal N . Sendo o equilíbrio em um círculo estaticamente indeterminado, hipóteses sobre as forças interlamelares (E, X) serão introduzidas para tornar o problema solúvel. Uma das hipóteses é dada por Bishop, e descrita adiante.

2.5.1.1. Método de Fellenius (1927)

Neste método, o equilíbrio de forças é feito, em cada fatia, na direcção normal à superfície de rotura. Com isso obtém-se a seguinte expressão.

$$N = (W + X_n - X_{n+1}) \cdot \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \cdot \sin \alpha \quad (2.19)$$

Substituindo o valor de N' na equação geral chega-se a:

$$F_S = \frac{R}{\sum W_i \cdot x} \sum (c' \cdot l + [W \cdot \cos \alpha - u \cdot l] \cdot \tan \phi' + \{(X_n - X_{n+1}) \cdot \cos \alpha' - (E_n - E_{n+1}) \cdot \sin \alpha\} \tan \phi') \quad (2.20)$$

No método de Fellenius assume-se que:

$$(X_n - X_{n+1}) \cdot \cos \alpha' - (E_n - E_{n+1}) \cdot \sin \alpha = 0 \quad (2.21)$$

E neste caso:

$$N = W \cdot \cos \alpha \quad (2.22)$$

Chegando-se a:

$$F_S = \frac{\sum (c' \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \cdot \tan \phi')}{\sum W_i \cdot \sin \alpha} \quad (2.23)$$

Observações importantes:

- i) O método de Fellenius é conservativo, isto é, fornece valores baixos de coeficientes de segurança;
- ii) Em círculos muito profundos e com elevados valores de pressão neutra, o método tende a fornecer valores pouco confiáveis;
- iii) Existem fatias em que o valor de α é negativo; com isso, a parcela relativa à tensão efectiva torna-se negativa:

$$N' = (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) < 0 \cdots N' = 0$$

Esta condição pode ocorrer em fatias finas com elevado valor de pressão neutra; nestes casos recomenda-se que este termo seja anulado.

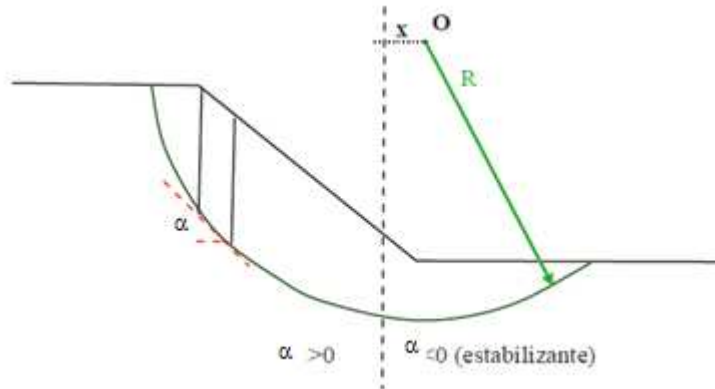


Figura 2.27 – Ângulo das fatias (Gerscovich, 2010)

2.5.1.2. Método de Bishop (1955)

No método de Bishop, o equilíbrio de forças em cada fatia faz-se na direcção vertical à superfície de rotura. Assim, chega-se à seguinte expressão:

$$N' \cdot \cos \alpha + u \cdot l \cdot \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - \tau \cdot \sin \alpha \quad (2.24)$$

E considerando: $b = l \times \cos \alpha$

$$N' \cdot \cos \alpha + u \cdot b = W + X_n - X_{n+1} - \left[\frac{c'l}{F_S} + N' \frac{\tan \phi'}{F_S} \right] \cdot \sin \alpha \quad (2.25)$$

$$N' \times \left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \alpha}{F_S} \right) = W + X_n - X_{n+1} - u \cdot b - \frac{c' \cdot l}{F_S} \cdot \sin \alpha \quad (2.26)$$

Considerando ainda

$$m_\infty = \cos \alpha \left\{ \frac{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F_S} \right\} \quad (2.27)$$

Tem-se:

$$N' = \frac{W + X_n - X_{n+1} - u \cdot b - \frac{c' \cdot l}{F_S} \cdot \sin \alpha}{m_\infty} \quad (2.28)$$

Substituindo o valor de N' na equação geral e rearranjando os termos, chega-se a:

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left(c' \cdot b + [(W - u \cdot b) + (X_n - X_{n+1})] \frac{\tan \phi'}{m_\infty} \right) \quad (2.29)$$

O Método de Bishop assume que:

$$\sum [X_n - X_{n+1}] \cdot \frac{\tan \phi'}{m_\infty} = 0 \quad (2.30)$$

Esta hipótese equivale a desprezar as parcelas de esforço horizontal entre fatias. Com isso obtém-se:

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left([c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi'] \frac{1}{m_\infty} \right) \quad (2.31)$$

A solução do método é iterativa, visto que F_S aparece em ambos lados da equação. Para tal, arbitra-se um valor de F_{S1} e verifica-se o valor fornecido pela expressão.

O quadro 2.13 mostra a folha de cálculo do método.

Quadro 2.13 – Folha de cálculo do Método de Bishop (Gerscovich, 2010)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Fatia	b	h	w	α	$\sin \alpha$	$W \sin \alpha$	$c' \cdot b$	$(w-ub) \tan \phi'$	8+9	$\sec \alpha$	$\tan \alpha$	$m \alpha$	$10/m \alpha$
1													
2													
3													
.													
.													
n													
Σ						$\Sigma(7)$							$\Sigma(14)$

Observações importantes:

- i) Determinação de m_∞

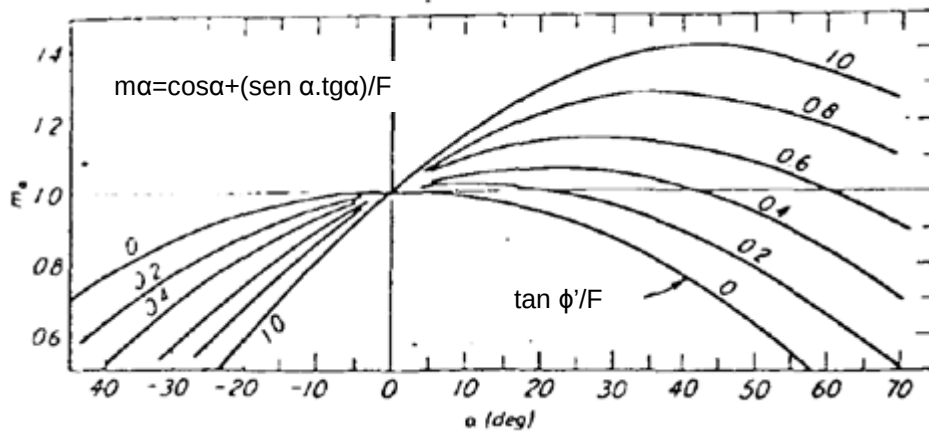


Figura 2.28 – Ábaco para determinação de m_{∞} (Gerscovich, 2010)

ii) Em casos de superfícies profundas, o termo

$$\left\{ \frac{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F_S} \right\}$$

pode tornar-se nulo ou negativo, na região próxima do pé do talude, sendo:

$$\left\{ \frac{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F_S} \right\} = 0 \Rightarrow m_{\infty} = 0 \Rightarrow F_S = \infty$$

Se,

$\left\{ \frac{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F_S} \right\} < 0 \Rightarrow$ o termo correspondente à tensão normal efectiva pode-se tornar negativo, o que é inaceitável;

iii) Na subdivisão das fatias deve-se respeitar:

- As fatias devem estar contidas no mesmo material; isto é, não podem existir dois materiais na base da lamela (Figura 2.29).
- Deve evitar-se a presença de descontinuidades no topo das fatias (Figura 2.30).
- Recomenda-se o número mínimo de fatias entre 6 e oito.

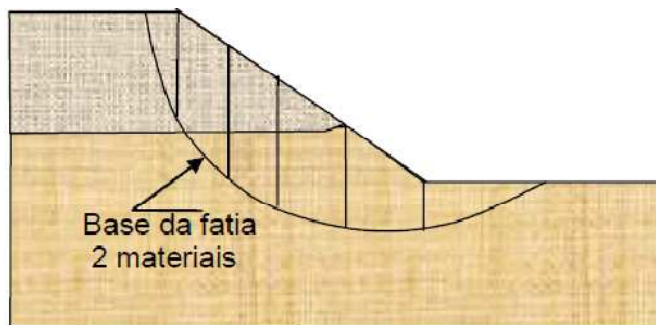


Figura 2.29 – Erro na base (Gerscovich, 2010)

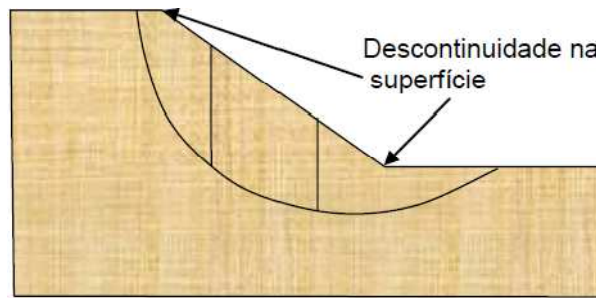


Figura 2.30 – Erro no topo das fatias (Gerscovich, 2010)

- Presença de Água

A força de percolação, uma vez que contribui para a instabilidade, terá de ser considerada, apesar de o seu contributo ser pequeno.

$$F_p = [\vec{l} \cdot \gamma_w] \cdot \text{volume} \Rightarrow \Delta M_{instab} = F_p \cdot x \quad (2.32)$$

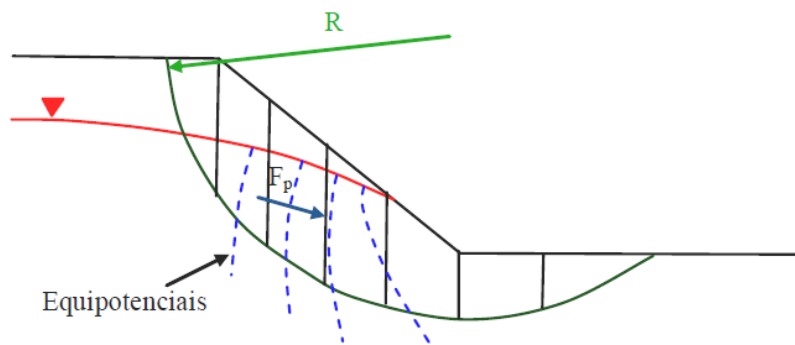


Figura 2.31 – Força de percolação (Gerscovich, 2010)

Caso o nível freático se situe acima do terreno, também terão de ser considerados esforços externos (Figura 2.32).

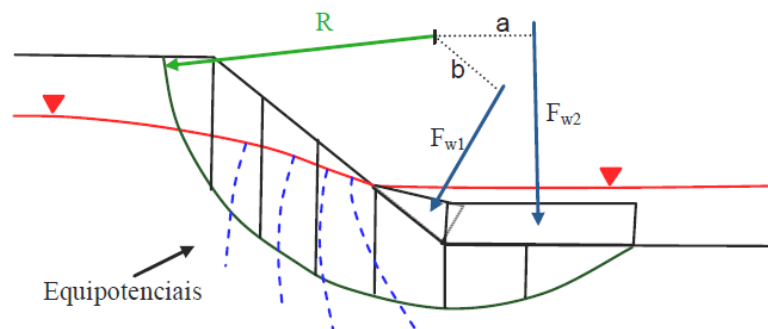


Figura 2.32 – Pressões neutras sob condição de fluxo (Taylor, 1948)

Assim, obtemos o coeficiente de segurança expresso na seguinte fórmula.

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left([c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi'] \frac{1}{m_\infty} \right) + F_{w1} \cdot b + F_{wa} \cdot a \quad (2.33)$$

Caso não haja fluxo no talude, pode simplificar-se o cálculo, usando o peso volúmico submerso no terreno abaixo do nível freático (Figura 2.33).

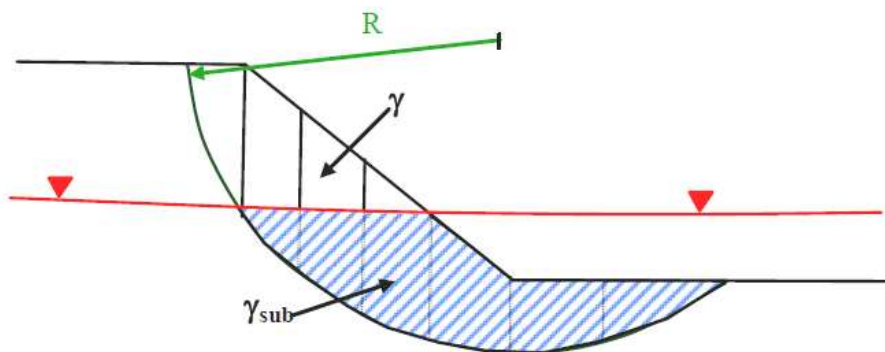


Figura 2.33 – Submersão parcial (Gerscovich, 2010)

2.5.2. MÉTODO DE JANBU (1954)

De modo a satisfazer todas as equações de equilíbrio, Janbu desenvolveu um método rigoroso. Este método admite:

- i) estado de deformação plana (comum a todos)

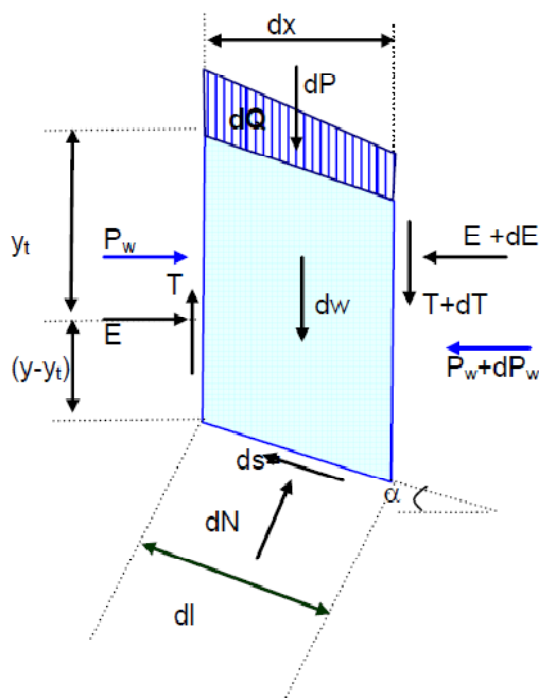


Figura 2.34 – Método de Janbu generalizado (Gerscovich, 2010)

- ii) a resultante dos esforços normais dN passa pelo ponto médio da base, onde actuam os restantes esforços dW e dS , sendo que:

$$dW = dW_y + q \cdot dx + dP \quad (2.34)$$

- iii) a posição na linha de impulso é conhecida, estabelecendo, por tanto, a posição do esforço entre as fatias (E); caso não exista coesão, esta encontrar-se-á próximo do terço médio inferior da lamela; se existir coesão, na zona de tracção, assume-se uma fenda de tracção à profundidade Z_T ou introduz-se uma força de tracção acima de Z_T .

O coeficiente de segurança que aparece na próxima expressão, surge quando se combinam as equações de equilíbrio horizontal e vertical, considerando-se uma fatia infinitesimal.

$$F_S = \frac{\sum [c' + (p + t - u) \cdot \tan \phi'] dx}{E_a - E_b + \sum [dQ + (p + t) \cdot \tan \alpha \cdot dx]} \frac{1}{n_\alpha} \quad (2.35)$$

onde:

$$n_\alpha = \frac{1 + (1/F_S) \tan \phi' \cdot \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (2.36)$$

O método de Janbu simplificado sugere a utilização de um factor de correcção f_0 , que incorpora a influência da força entre fatias. A superfície de rotura é descrita pelos parâmetros mostrados na Figura 2.35 que se segue.

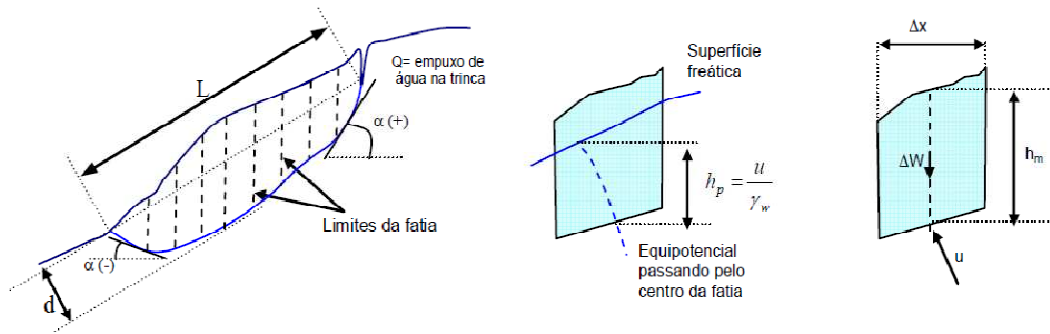


Figura 2.35 – Parâmetros do Método de Janbu Simplificado (Gerscovich)

O coeficiente de segurança é calculado segundo a expressão que se segue:

$$F_S = f_0 \frac{\sum \frac{[c' \cdot b + (p - u) \cdot \tan \phi']}{n_\alpha}}{\sum (dW \cdot \tan \alpha) + Q} \quad (2.37)$$

No caso em que $Q=0$ e $dx = \text{cte}$

$$F_S = f_0 \frac{\sum \frac{c' + (p-u) \cdot \tan \phi'}{n_\alpha}}{\sum W \cdot \tan \alpha} \quad (2.38)$$

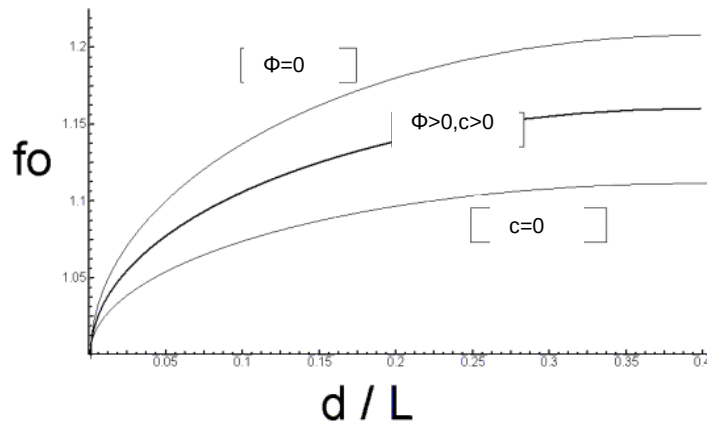


Figura 2.36 – Obtenção de f_0 (www.rocscience.com)

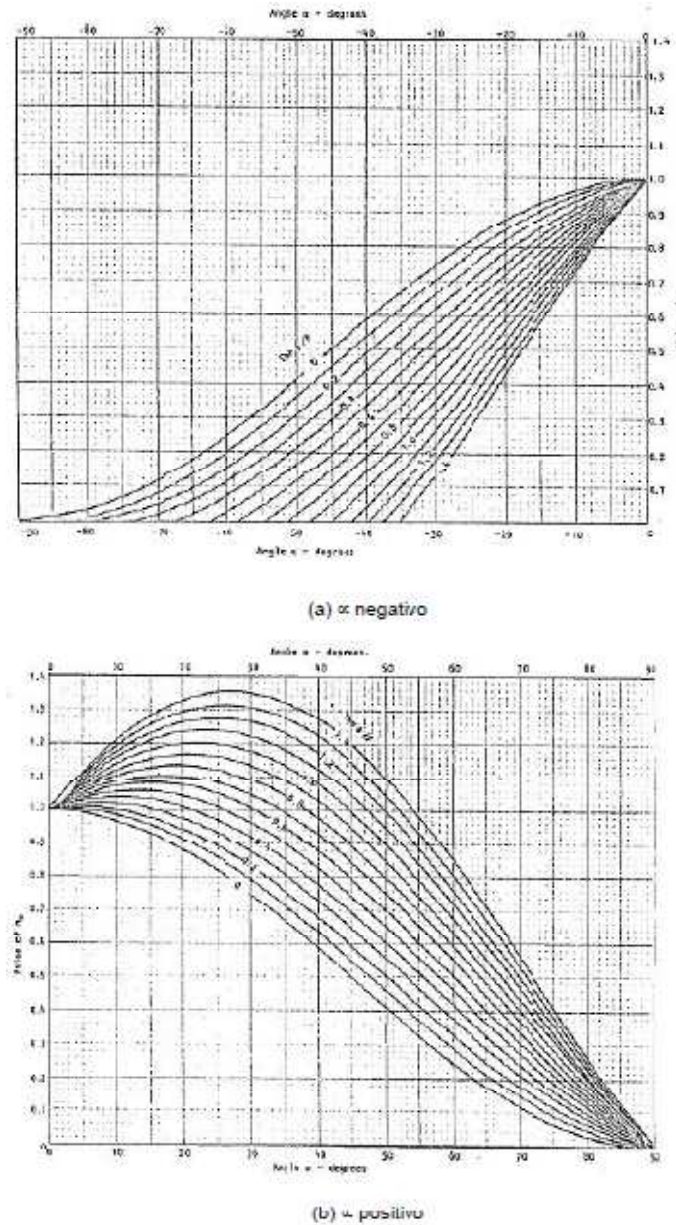


Figura 2.37 – Determinação de n^∞ (Gerscovich, 2010)

Procedimento de cálculo

- Dividir o talude em fatias, sendo que a largura da fatia deve considerar mudanças nas propriedades do material e distribuições de pressão neutra;
- Determinar os parâmetros de peso:

$$dW = \gamma \cdot h_m \cdot dx$$

$$p = \frac{dw}{dx}$$

- c) Determinar a distribuição de pressões na base de cada fatia e no caso de existência de água na fenda;
- d) Determinar:

$$dW \cdot \tan \alpha$$

$$\chi = \{c' + (p - u) \cdot \tan \phi'\} dx$$

- e) Assumir um valor de FS e determinar n_α ;
- f) Determinar graficamente o factor f_0 ;
- g) Calcular:
- h)

$$F_S = f_0 \frac{\sum \left(\frac{\chi}{n_\alpha} \right)}{\sum (dW \cdot \tan \alpha) + Q} \quad (2.39)$$

- i) Se o valor de F_S arbitrado for diferente do calculado repetir desde e) até o valor convergir.

Os cálculos podem ser feitos recorrendo ao quadro que se segue.

Quadro 2.14 – Tabela de cálculo do método de Janbu (Gerscovich, 2010)

Fatia	α	Δx	c	$\tan \phi$	h_m	Δw	p	u	$\Delta w \cdot \tan \alpha$	χ	n_α	χ / n_α
									$\Sigma 1$			$\Sigma 2$

Observações:

- O coeficiente de correcção f_0 foi obtido para taludes homogéneos;
- O método de Janbu Simplificado não fornece bons resultados para superfícies em forma de cunha.

2.5.3. MÉTODO DE MORGENSTERN & PRICE (1965)

O método mais geral de equilíbrio limite para qualquer superfície foi desenvolvido por Morgenstern e Price. A Figura 2.39 mostra os esforços na fatia.

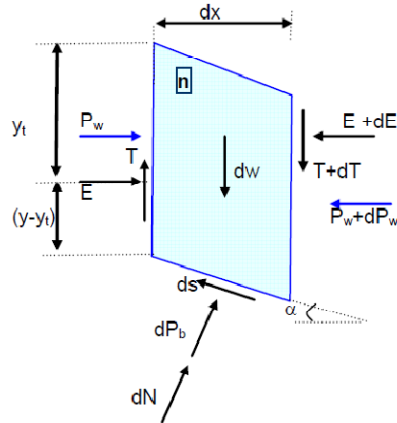


Figura 2.38 – Esforços na fatia n (Gerscovich, 2010)

Para que o problema possa ser determinado estaticamente, a relação entre E e T é dada pelas expressões 2.40 e 2.41.

$$T = \lambda \cdot f(x)E \quad (2.40)$$

Ou

$$\tan \theta = \frac{T}{E} = \lambda \cdot f(x) \quad (2.41)$$

Onde λ é um parâmetro que deve ser determinado a partir da solução e $f(x)$ uma função arbitraria, como mostra a Figura 2.39. Caso $f(x) = 0$ a solução é idêntica à de Bishop.

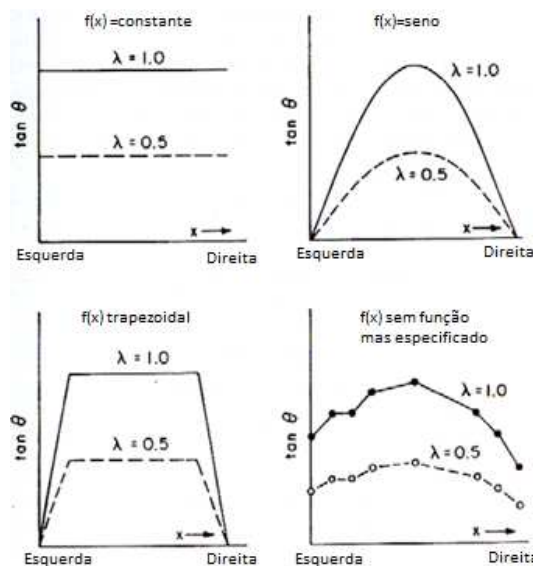


Figura 2.39 – Distribuições de forças entre as fatias usadas por Morgenstern e Price (Gerscovich, 2010)

Considerando as forças actuantes numa fatia infinitesimal, o equilíbrio de momentos em relação à base, para $dx \rightarrow 0$ é dado por:

$$-T = \frac{d\{E \cdot (y - y_t)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w \cdot (y - h)\}}{dx} - P_w \cdot \frac{dy}{dx} \quad (2.41)$$

Em que definem-se as seguintes funções:

$y(x)$ representa a superfície de rotura;

$z(x)$ representa a superfície do talude,

$h(x)$ representa a linha de acção da poropressão;

$y_t(x)$ representa a linha de acção da tensão efectiva normal.

O equilíbrio de forças na direcção normal e tangencial à base da fatia, associada ao critério de rotura de Morh-Coulomb leva a seguinte equação:

$$\frac{dE}{dx} \left\{ 1 - \frac{\tan \phi'}{F_S} \frac{dy}{dx} \right\} + \frac{dT}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_S} + \frac{dy}{dx} \right\} = \frac{c'}{F_S} \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} + \frac{dP_w}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_S} \frac{dy}{dx} - 1 \right\} + \frac{dW}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_S} + \frac{dy}{dx} \right\} - P_w \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} \frac{\tan \phi'}{F_S} \quad (2.42)$$

onde:

$$P_u = \cos \alpha \frac{dP_b}{dx} \text{ e } \tan \alpha = -\frac{dy}{dx} \quad (2.43)$$

Considerando a subdivisão em n fatias, com coordenadas extremas $x_0, x_1 \dots x_n$, assume-se no interior das fatias as seguintes funções (x é contado do início de cada fatia):

$$y = A \cdot x + b \quad (2.44)$$

$$dW/dx = p \cdot x + q \quad \dots (2.45)$$

$$f = k \cdot x + m \quad (2.46)$$

$$P_u = r \cdot x + s \quad (2.47)$$

$$P_w = u_w + v_w \cdot x = W_w \cdot x^2 \quad (2.48)$$

$$hP_w = u_N + v_N + w_N \cdot x^2 + z_N \cdot x^3 \quad \dots (2.49)$$

A equação pode ser simplificada na seguinte forma:

$$(K \cdot x - L) \frac{dE}{dx} + K \cdot E = N \cdot x + P \quad (2.50)$$

em que,

$$K = \lambda \cdot k \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_S} + A \right\} \quad (2.51)$$

$$L = 1 - \frac{A \cdot \tan \phi'}{F_S} + \lambda \cdot m \left(\frac{\tan \phi'}{F_S} + A \right) \quad (2.52)$$

$$N = \frac{\tan \phi'}{F_S} [2A \cdot W + p - r \cdot (1 + A^2)] + [-2W_w + p \cdot A] \quad (2.53)$$

$$p = \frac{1}{F_S} \{ (c - s \cdot \tan \phi') (1 + A^2) + V_w \cdot A \cdot \tan \phi' + q \cdot \tan \phi' \} + \{ q \cdot A - V_w \} \quad (2.54)$$

Integrando a equação simplificada tem-se:

$$E(x) = \frac{1}{L+K \cdot x} \left[E_i \cdot L + \frac{N x^2}{2} + P x \right] \quad (2.55)$$

Assim sendo:

$$E_{i+1} = \frac{1}{L+K \cdot b} \left[E_i \cdot L + \frac{N b^2}{2} + P \cdot b \right] \quad (2.56)$$

Usando a relação entre E e T e a equação de equilíbrio de momentos e integrando na faixa x_0 a x_n , chega-se a:

$$M(x) = E(y_t - y) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x \left(\lambda \cdot f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad (2.57)$$

onde:

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x \left(-P_w \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w(y - h)] \quad (2.58)$$

O método é solucionado iterativamente assumindo valores para F_s e λ , e calculando-se E e $M(x)$ para cada fatia. Nos contornos ($x=0$ e $x=n$) os valores de E e M deverão ser nulos; isto é:

$$x = x_0 \Rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0$$

$$x = x_n \Rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0$$

Assim sendo o processo iterativo é repetido até que as condições no contorno sejam satisfeitas. É necessário o uso de computadores para utilização do método. Como o resultado depende da hipótese adoptada para λ , é importante ter conhecimento prévio da função adoptada. (Figura 2.40)

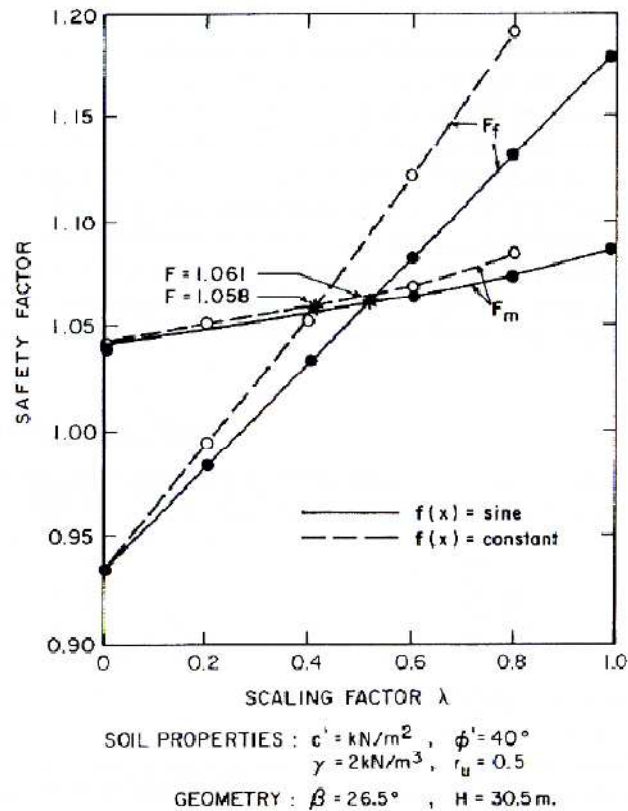


Figura 2.40 – Influência de λ no valor do coeficiente de segurança (Gerscovich, 2010)

2.5.4. COMENTÁRIOS

Na maioria dos casos a rotura envolve superfícies tridimensionais (Figura 2.41). Lambe e Whitman sugerem que, após ter sido feita a análise em diferentes secções, o coeficiente de segurança surja por ponderação das áreas. Tal relação é expressa na seguinte fórmula.

$$F_S = \frac{\sum (\text{Área} \cdot F_S)_{\text{secção } i}}{\sum \text{Área}_{\text{secção } i}} \quad (2.59)$$

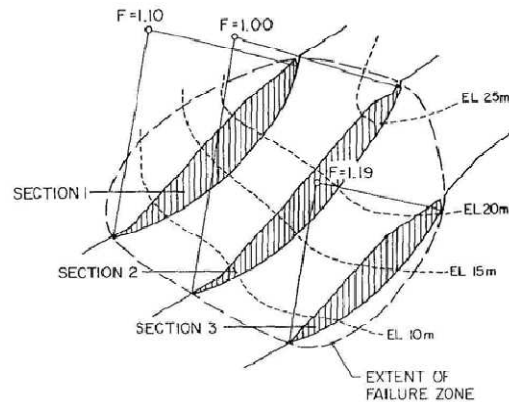


Figura 2.41 – Condição tridimensional (Gerscovich, 2010)

2.6 ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO

A rotura do solo de fundação está normalmente associada a solos colapsíveis. Também para este caso se regista a ocorrência de colapso em diversos países. O Quadro 2.15 resume a dita informação.

Quadro 2.15 – Ocorrência de colapso em diversos países (Viana da Fonseca, 2004)

REFERÊNCIA	LOCAL	TIPO DE SOLO
Dudley (1970)	Transvall e Sul da África	Eólico
Dudley (1970)	Luanda (Angola)	"Maceque" (solo ferruginoso contendo caulinita)
Dudley (1970)	Nevada	Solo aluvional bem graduado
Dudley (1970)	Nordeste da Rodésia	Solo residual de granito
Dudley (1970)	Estados Unidos, França, Alemanha, Europa Oriental, Rússia, Sibéria, China	Loess de cor avermelhada e brumo-amarela
Derbyshire e Mellors (1988)	Cuina, Sudeste da Inglaterra	Loess
Knodel (1981)	Canal de San Luis (Califórnia)	
Phien-wej <i>et al.</i> (1992)	Khon Kaen (Tailândia)	Argila
Rezenik (1995)	Odessa	Loess
Day (1990)	San Diego (Califórnia)	Aluvião
Barden e Collins (1973)	África do Sul	Eólico (areia vermelha)
Barden e Collins (1973)	Arizona	Aluvião
Popescu (1986)	Roménia	Loess
Lin e Wang (1988)	China	Loess

2.6.1. FENÓMENO DE COLAPSO

Para se perceber o fenómeno de colapso torna-se necessário definir solos colapsíveis. Segundo Clemence e Finbarr (1981), citados por Viana da Fonseca (2004), solos colapsíveis são solos não

saturados de estrutura meta-estável que experimentam rearranjo das partículas com elevada diminuição de volume, ao serem inundados ou sob carregamento adicional.

Os solos colapsíveis podem ser verdadeiramente colapsíveis quando não suportam o seu peso próprio quando estão inundados, ou solos condicionados ao colapso quando o colapso é função do nível de tensões do próprio solo (Reginatto e Ferrero, 1973, Viana da Fonseca, 2004).

Lawton et al. (1992), citado por Viana da Fonseca (2004), definiu quatro factores necessários para que o colapso ocorra:

- ocorrência de solo não saturado, com estrutura aberta e parcialmente estável;
- tensões totais suficientes para causar colapso;
- presença de agentes de ligações intergranular ou cimentantes que tornam o solo estabilizado em condições não saturadas;
- rotura por corte das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como o óxido de ferro e o carbonato de cálcio) e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

2.6.1.1. Estrutura dos Solos Colapsíveis

A forma como os solos se deformam está directamente relacionada com a sua estrutura. Os solos colapsíveis, como já foi dito anteriormente, possuem uma estrutura meta-estável que Viana da Fonseca (2004) sintetiza a partir de esquemas e comentários apresentados por Dudley (1970).

Os solos colapsíveis compreendem na sua estrutura os designados vínculos, que podem ser de silte ou de argila. No caso dos vínculos de silte (Figura 2.42), a estrutura é mantida pela sucção.

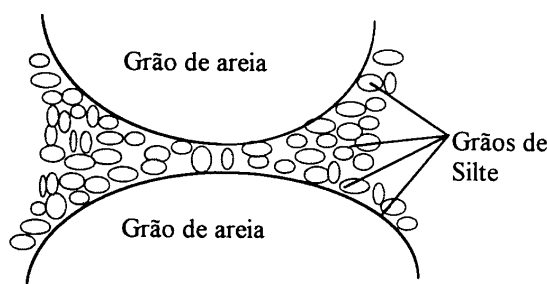


Figura 2.42 – Vínculos de siltes (Dudley, 1970, Viana da Fonseca, 2004)

No caso dos vínculos de argila estes podem surgir por alteração dos minerais primários em argilominerais (Figura 2.43 a)), pelo aparecimento de partículas floculadas resultantes da lixiviação (Figura 2.43 b)), pela deposição de fluxo de lama formando argilas dispersas (Figura 2.43 c)), ou pela agregação de argila ou silte ligados entre si por pontes de argila (Figura 2.43 d)).

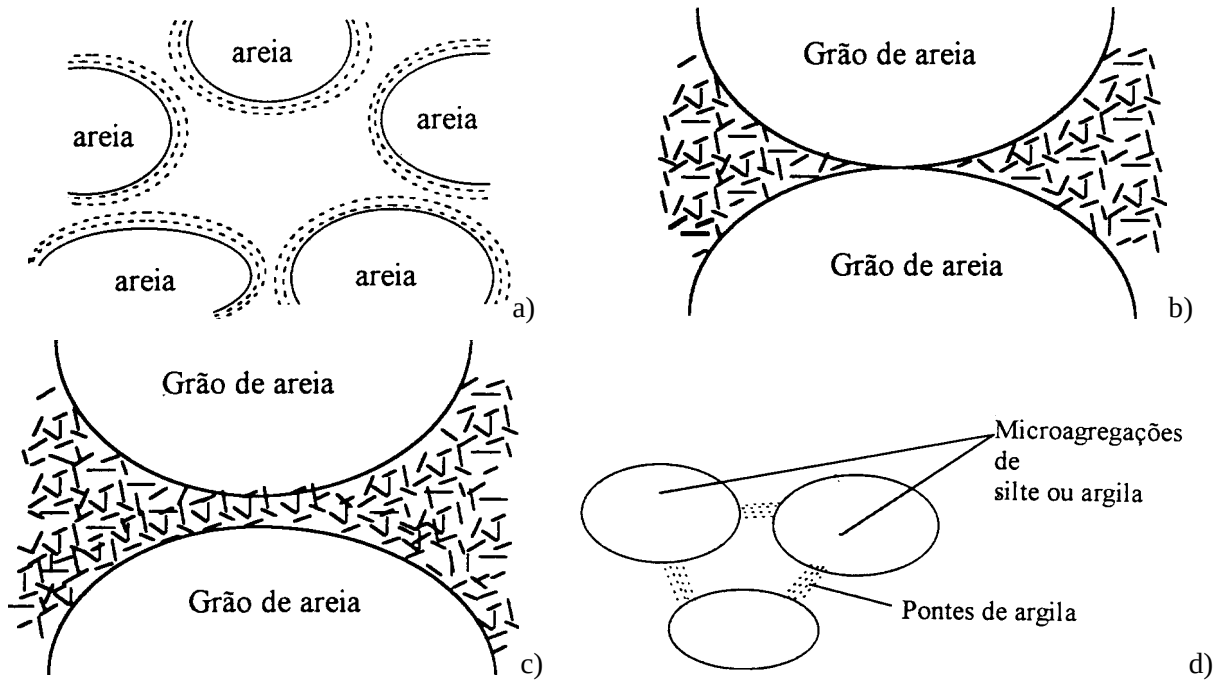


Figura 2.43 – a) Vínculos de argila; b) Vínculos de argila resultante da lixiviação; c) Vínculos de argila resultante do fluxo de lama (Dudley, 1970, Viana da Fonseca, 2004); d) Microagregações ligadas por pontes de argila (Clemence e Finbarr, 1981, Viana da Fonseca, 2004)

Um estudo minucioso da microestrutura feito por Alonso et al. (1987), relatado por Viana da Fonseca (2004), demonstra que os solos que demonstram um comportamento predominantemente compressível são os solos que possuem grãos cobertos com argila (Figura 2.44).

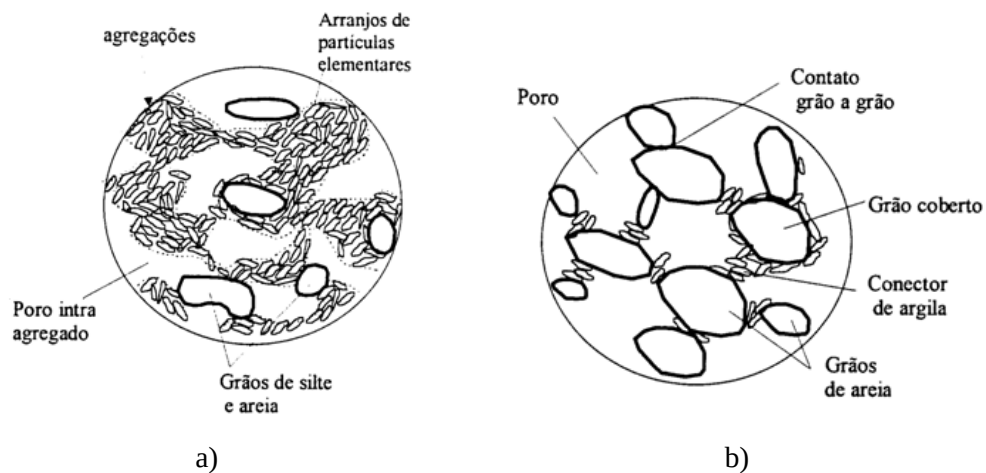


Figura 2.44 – Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987, Viana da Fonseca, 2004): a) microestrutura de argila constituída por agregações de arranjos elementares; b) matriz de silte e areia ligados por conectores de argila.

2.6.1.2. Mecanismo de Colapso

O colapso está directamente relacionado com a perda da resistência das ligações, sendo esta explicada pelo decréscimo da sucção matricial e rotura localizada nas ligações.

Mendonça (1993), citado por Viana da Fonseca (2004), enunciou dois mecanismos de colapso em arranjos constituídos por argilas:

- em filmes de argila em arranjos paralelos envolvendo grãos maiores, a água percula no interior deste arranjo, separa as partículas, diminuindo a resistência e desencadeando o colapso;
- nas argilas de arranjos floculados a água alivia as “tensões efectivas” além de diminuir a concentração iónica do fluido; há então, aumento das forças repulsivas e consequente diminuição da coesão, dando origem ao colapso.

Vários autores, citados por Viana da Fonseca (2004), relataram casos em que solos colapsíveis sofreram expansão quando humedecidos sob baixas tensões (Figura 2.45).

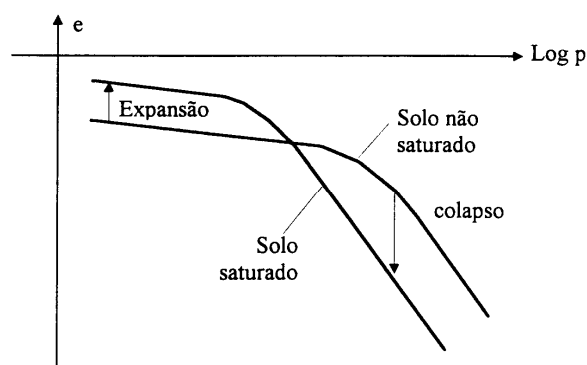


Figura 2.45 – Expansão e colapso para um mesmo solo (Jennings e Knight, 1975, Viana da Fonseca, 2004)

Maswoswe (1985), citado por Viana da Fonseca (2004), definiu que o colapso se devia à instabilidade dos contactos interparticulares segundo o estado de tensão isotrópico ($\sigma - u_a$) e sucção matricial ($u_a - u_w$). A diminuição da resistência temporária com o humedecimento explica-se com a diminuição da sucção e redução da resistência dos elementos constituintes do solo. Associa ainda a translação e rotação dos grãos sem quebras às contracções ou expansões de argila, como causas da variação de volume.

Segundo Viana da Fonseca (2004), Alonso et al (1987) propuseram que as ligações na estrutura de um solo são tridimensionais, em que as argilas são consideradas em pacotes. O colapso não é mais que a variação de volume causada pela redução da sucção com o humedecimento para um determinado estado de tensão isotrópico constante, devido à rotura localizada dos conectores ou pontes de argila e à influência físico-química do líquido sobre a argila.

As deformações produzidas pelo colapso são plásticas, no entanto, até atingir o colapso, em deformação elástica, os solos podem sofrer expansão. A Figura 2.46 de Alonso e Gens (1993), apresentada por Viana da Fonseca (2004), assim o demonstra.

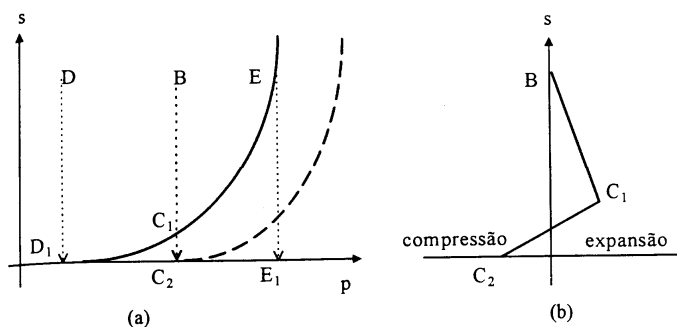


Figura 2.46 – Comportamento da expansão e do colapso utilizando conceitos elastoplásticos (Alonso e Gens, 1993, Viana da Fonseca, 2004)

2.6.2. IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

Segundo Viana da Fonseca (2004), os solos colapsíveis podem ser identificados a partir de:

- índices físicos, limites de Atterberg;
- microscopia electrónica;
- ensaios de campo;
- ensaios edométricos (simples e duplos).

Em relação ao primeiro ponto, Viana da Fonseca (2004) sintetiza no Quadro 2.16 os índices físicos e limites de Atterberg que identificam os solos colapsíveis, no entanto podem haver solos colapsíveis com características diferentes.

Quadro 2.16 – Critérios de identificação do colapso baseados nos índices físicos e limites de Atterberg (Viana da Fonseca, 2004)

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
Denisov (1951) citado por Reginatto (1970)	$K = \frac{e_l}{e_0}$	0,5 < K < 0,75 - altamente colapsíveis K = 1 - colapsível 1,5 < K < 2 - não colapsível
Feda (1966)	$K_l = \frac{(w_0 / S_{r0}) - w_p}{w_L - w_p}$	O resultado expressa a colapsividade. $S_{r0} > 80\%$. $K_l > 0,85$ - são colapsíveis
Código de Construção da URSS (1962), citado por Reginatto (1970)	$\lambda = \frac{l_0 - e_l}{1 - e_0}$	$\lambda \geq -0,1$ - o solo é colapsível
Prikonskij (1952) citado por Feda (1966)	$K_d = \frac{w_L - w_0}{w_L - w_p}$	$K_d < 0$ - altamente colapsível $K_d < 0,5$ - colapsível $K_d > 1,0$ - expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_L}$	$R > 1$ - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w$	$K < 15$ - colapsível
Jennings e Knight (1975)	cascalho fino	$\left\{ \begin{array}{l} S_r < 6 - \text{colapsível} \\ S_r > 10 - \text{nao colapsível} \end{array} \right.$
	areia fina	$\left\{ \begin{array}{l} S_r < 50 - \text{colapsível} \\ S_r > 60 - \text{nao colapsível} \end{array} \right.$
	silte argiloso	$\left\{ \begin{array}{l} S_r < 90 - \text{colapsível} \\ S_r > 95 - \text{nao colapsível} \end{array} \right.$
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$C_I = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0}$ $S_r < 80\%$	ocorrem colapso para: $1\% \leq w_p \leq 10\%, C_I < 0,1$ $10\% \leq w_p \leq 14\%, C_I < 0,17$ $14\% \leq w_p \leq 22\%, C_I < 0,24$
Basma e Tuncer (1992)	$C_p = 48,496 + 0,102 \cdot C_u - 0,457 \cdot w_0 - 3,533 \cdot \gamma_d + 2,80 \cdot \ln \sigma_w$ $C_p = 48,506 + 0,072 \cdot (S - C) - 0,439 \cdot w_0 - 3,123 \cdot \gamma_d + 2,85 \cdot \ln \sigma_w$	O resultado corresponde ao potencial de colapso e pode ser avaliado por quadros.
	teor em finos (< 0,002 mm) < 16%	alta probabilidade de colapso
Handy (1973) citado por	16 a 24%	provavelmente colapsível
Lutenegger e Saber (1988)	24 a 32%	probabilidade de colapso < 50%
	> 32%	geralmente não colapsível

Em relação aos ensaios edométricos estes podem ser duplos ou simples.

No caso do ensaio edométrico duplo (Figura 2.47) são utilizados dois provetes, um deles inundado (Jenning e Knight, 1957 e Reginatto e Ferrero, 1973 segundo Viana da Fonseca, 2004).

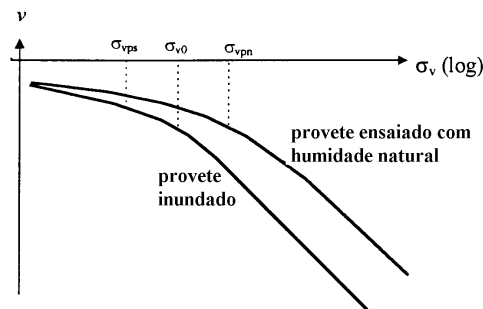


Figura 2.47 – Curva deformação volumétrica específica *versus* tensão vertical de ensaios edométricos duplos (Viana da Fonseca, 2004)

Após o ensaio são comparadas as tensões de pré-consolidação dos dois provetes através do coeficiente de colapsabilidade (C_p).

Segundo Viana da Fonseca (2004) os solos podem então ser classificados em:

- i - *solo verdadeiramente colapsável* - $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C_p < 0$, o solo sofre colapso sem carregamento externo;
- ii - *solo condicionalmente colapsável* - $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$ e $0 < C_p < 1$; a ocorrência de colapso depende do nível de tensão induzido pelo carregamento externo, sendo este subdividido em:
 - ii-1 - não ocorre colapso com a inundação do solo, $\sigma_v < \sigma_{vps}$, o incremento máximo que o solo suporta sem colapsar é $(\sigma_{vps} - \sigma_{v0})$;
 - ii-2 - ocorre colapso quando o solo for inundado após carregamento $\sigma_{vps} < \sigma_v < \sigma_{vpn}$;
 - ii-3 - pode ocorrer colapso mesmo sem inundação $\sigma_v < \sigma_{vpn}$.
- iii - uma última condição, pode ocorrer em qualquer categoria do solo $\sigma_{vps} = \sigma_{vpn}$ e $C_p = 1$, o que significa há *indefinição* quanto a ocorrência do colapso.

Caso se trate do ensaio edométrico simples (Figura 2.48), apenas um provete é carregado, sendo este inundado a partir de uma determinada tensão (Jennings e Knight, 1975, Vargas, 1978 e Luttenegger e Saber, 1988 segundo Viana da Fonseca, 2004).

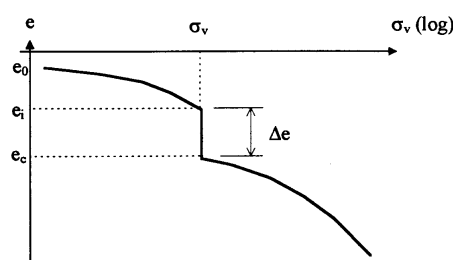


Figura 2.48 – Curva índice de vazios *versus* tensão vertical de ensaios edométricos simples (Viana da Fonseca, 2004)

Desta vez o potencial de colapso depende da variação do índice de vazios.

Segundo Viana da Fonseca (2004), Vargas (1978) considerou que para potenciais de colapso superiores a 2%, independentemente da tensão vertical a que se realiza a inundação, os solos são colapsíveis. Já Jennings e Knight (1975) utilizaram uma tensão de inundação de 200 kPa e Luttenegger e Saber (1988) utilizaram 300 kPa. Nos quadros 2.17 e 2.18 apresenta-se a influência do colapso segundo Jennings e Knight (1975) e Luttenegger e Saber (1988), respectivamente.

Quadro 2.17 - Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975, Viana da Fonseca, 2004)

C_p (%)	GRAVIDADE DO PROBLEMA
0 a 1	sem problema
1 a 5	problema moderado
5 a 10	problemático
> 20	problema muito grave

Quadro 2.18 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (Luttenegger e Saber, 1988, Viana da Fonseca, 2004))

C_p (%)	GRAVIDADE DO PROBLEMA
2	leve
6	moderado
10	alto

Para estudar o colapso têm sido também utilizados outros ensaios e métodos como a microscopia electrónica que permite observar a modificação da estrutura do solo após o colapso, ensaios físico-químicos que permitem verificar a influência das propriedades do líquido percolante, a pedologia que permite uma análise qualitativa, a mineralogia que examina a actividade e contribuição dos argilo-minerais, os ensaios de corte (directo e triaxiais) que investigam a influência da inundação em solos não saturados através da alteração dos parâmetros de resistência e influência no comportamento tensão-deformação.

Segundo Viana da Fonseca (2004), Ferreira (1995) elaborou o $\text{Expansocolapsócos } \alpha + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \alpha}{F_S}$ metro para avaliar a expansão ou colapso dos solos. Muitas vezes são até usados apenas os ensaios mais comuns como SPT, CPT, ensaios de carga em placa e pressiómetros devido à necessidade de resultados práticos e ainda à dificuldade de amostrar solos colapsíveis.

3

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

3.1. INTRODUÇÃO

A Praça-Forte de Valença está situada junto ao Rio Minho. Serve a seguinte imagem para fazer o enquadramento geológico da mesma.

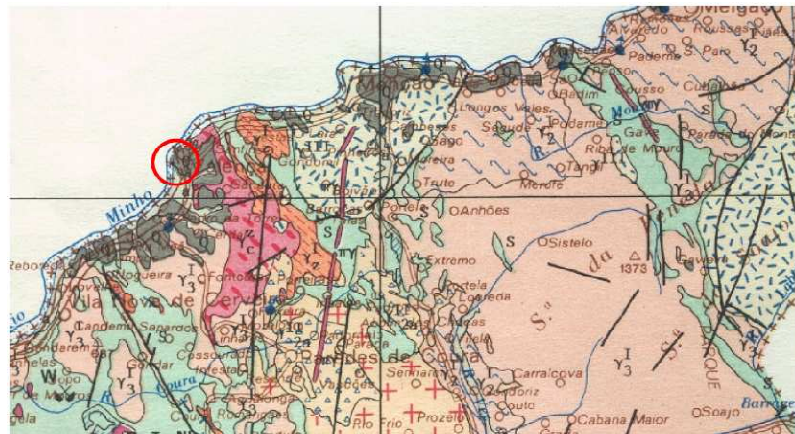


Figura 3.1 – Extracto da Carta Geológica de Portugal à escala 1:500000 (Cruz et al., 2007)

Nesta zona, nos terrenos marginais às linhas de água, a capacidade hídrica, textura e origem dos materiais permitem a formação de um grupo de solo consideravelmente mais rico e de extrema importância em termos de aptidão agrícola – os Aluviossolos.



Figura 3.2 – Fotografia dos terraços aluvionares (Foto cedida por Viana da Fonseca)

Estes solos são pouco permeáveis, constituídos por depósitos estratificados de origem fluvial lacustre ou marinha, de calhaus, areias, limos e argila (Cancela d'Abreu, 1977), supondo-se um elevado escoamento superficial agravado pelo regime pluviométrico na zona. (Ventura da Cruz, 2008)

Para que a caracterização dos solos em estudo fosse realizada correctamente, deveria ter-se realizado uma campanha de prospecção e caracterização geotécnica, que envolvesse sondagens com recolha da amostra, e alguns ensaios in situ, como por exemplo o SPT e/ou o CPT, para obter parâmetros físicos. Tais ensaios não foram realizados, sendo apenas colocadas calhas inclinométricas nos furos das três sondagens, e nove alvos, três deles no cimo das calhas.

A realização de ensaios e a instrumentação mostram-se assim elementos fundamentais para a caracterização de qualquer solo, sendo, portanto, fundamental falar sobre a instrumentação usada.

Este capítulo iniciar-se-á com um parágrafo que reflecte sobre a necessária instrumentação para a avaliação das condições deste tipo de obras, e só depois será apresentada a caracterização do aterro.

3.2. INSTRUMENTAÇÃO

3.2.1. IMPORTÂNCIA DA INSTRUMENTAÇÃO

Para caracterizar as condições iniciais dos maciços como o estado de tensão de repouso e outros parâmetros associados como pressões neutras, permeabilidades, e mesmo condições naturais de estabilidade de encostas, é imprescindível o recurso à instrumentação.

Os instrumentos de observação permitem uma boa avaliação do comportamento da obra. A análise dos dados da campanha pode indicar a necessidade de se modificar ou adaptar termos e soluções de dimensionamento em fases subsequentes, notando-se então uma enorme importância da instrumentação na verificação de hipóteses de cálculo.

A importância destas acções é verificada em obras geotécnicas como escavações com cavernas subterrâneas, devido aos movimentos das massas envolvidas, bem como na definição do ritmo seguro de construção para que a estabilidade da fundação não fique posta em causa.

Uma monitorização e análise criteriosa de uma boa campanha de instrumentação permitem indicar a insegurança de uma obra, uma vez que os fenómenos de instabilidade desenvolvem-se de forma rápida e por vezes catastrófica. O plano de acção para implementar medidas de correcção deve estar previamente esquematizado em função de comportamentos específicos de dados de observação, nomeadamente de inspecção visual criteriosa e levantamentos topográficos

Um bom projecto de observação (que deve ser parte integrante do projecto de execução das obras geotécnicas) pode também vir a ser um meio indispensável para aferir das reais responsabilidades de eventual ocorrência de roturas, tanto para projectistas como para empreiteiros.

O desempenho da estrutura geotécnica e, muito particularmente, de um comportamento estrutural pode ser avaliado pela instrumentação. São exemplos disso as medições piezométricas e de deformação em barragens, as medições de células de carga em ancoragens e pregagens em obras subterrâneas, ou as medições inclinométricas num talude natural ou uma escavação realizada pelo homem.

A instrumentação de campo é mais frequentemente utilizada em situações de encostas ou escavações que já tenham mostrado movimentos. Nestes casos, geralmente as características gerais dos escorregamentos podem ser facilmente observadas e incorporadas no planeamento da instrumentação. Entretanto, pequenos movimentos do solo ou de uma massa rochosa antes, ou mesmo durante a rotura iminente, normalmente não são visualmente evidentes. Portanto, o valor da informação que se pode

obter por observação da superfície do terreno é limitada e a instrumentação pode fornecer dados valiosos.

Segundo Viana da Fonseca (2009), são várias as situações típicas para as quais vários instrumentos são utilizados:

- determinação da profundidade e da forma da massa escorregada em um escorregamento já desenvolvido (para utilização em retro-análises);
- determinação dos movimentos laterais verticais e laterais absolutos dentro de uma massa que já deslizou;
- determinação da taxa de deslocamento (velocidades) de forma a servir como aviso de perigo iminente;
- monitorização da actividade de talude escavados ou encostas com estabilidade marginal e identificação dos efeitos de construção ou de chuvas;
- monitorização dos níveis de água subterrâneos, ou das pressões neutras, normalmente associados com movimentações;
- estabelecimento de um sistema de alerta através de medidas remotas que possam alertar a população de possíveis perigos;
- monitorização e avaliação da efectividade de medidas de controle adoptadas.

3.2.2. PROCESSO DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O processo de caracterização geotécnica de uma área deve ter uma abordagem integrada a todo o processo (planeamento, projecto, construção e comportamento) e partes integrantes (proprietário, responsáveis pelos projectos gerais e específicos, construtores) da obra de engenharia em questão. Todas as etapas e actividades específicas da caracterização fazem parte de um processo interactivo e devem ser formalmente baseadas em relatórios técnicos. Planeamento, identificação da proposta de caracterização da área, recolha e análise de informações existentes, definição do programa de investigação com os seus requisitos técnicos, efectiva realização e supervisão da campanha, avaliação dos dados e definição do objectivo e finalidade da caracterização, e elaboração de relatório técnico final. Estas são etapas do processo de caracterização do subsolo da área, e todas devem ser realizadas através de adequadas equipas técnicas e em acordo com as características e nível de análise do projecto. (Coutinho, 2008)

De acordo com Becker (2001), antes do início de qualquer investigação, deve ocorrer uma comunicação eficaz entre o cliente / proprietário e o consultor responsável pela investigação para garantir que os requerimentos do projecto estão claramente compreendidos, e que o cliente / proprietário é informado da relação importante que existe entre o risco e o custo. O grau de incerteza sobre a área é usualmente directamente relacionado ao custo da investigação. Um grau de incerteza e risco, existirá sempre mesmo depois de um programa abrangente de investigação ter sido cumprido.

A essência da investigação é a descoberta de factos: portanto, um elemento de pesquisa está presente em todos os trabalhos de caracterização. Entretanto, qualquer decisão tomada deve ser sempre no contexto de: o que é melhor para o projecto? e o projecto precisa realmente disto?

O processo de caracterização geotécnica é resumido na Figura 3.3, na qual é mostrado que o processo é de natureza iterativa (Becker, 2001). As condições do subsolo variam com a localização e posicionamento ao longo da área e em alguns casos variam significativamente mesmo em pequenas distâncias. Grande parte do processo iterativo ocorre durante a investigação de campo. Durante a avaliação dos dados obtidos, não se pode ignorar nenhum dado simplesmente por ele não corresponder

ao comportamento esperado. Aparentes anomalias, frequentemente fornecem novas ideias e servem de estímulo para posterior trabalho para caracterizar e entender melhor determinada área.

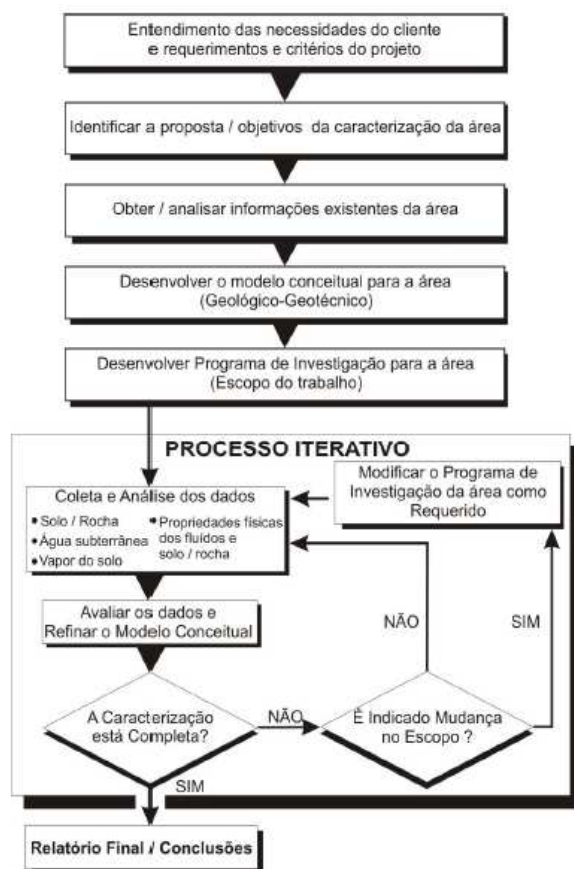


Figura 3.3 – Processo de caracterização geotécnica (Becker, 2001)

Johnson & DeGraff (1988) (a partir de Turner & McGuffey 1996) sugeriram que uma investigação deve incluir cinco elementos:

- Formulação da investigação;
- Colecta de dados,
- Interpretação dos Dados,
- Aplicação das técnicas de análises, e
- Comunicação dos resultados.

A formulação da investigação é o elemento que é mais frequentemente esquecido ou ignorado. Esta formulação envolve duas componentes:

- A identificação das questões que a investigação deve responder, uma clara definição da finalidade da investigação;
- Identificação de outros aspectos da investigação, incluindo o seu alcance, a área, a profundidade a ser investigada e a sua duração.

Inadequada atenção à formulação pode resultar uma investigação conduzida de maneira ineficiente, e muitas vezes excessiva. Pode levar mais tempo e maior custo para completar, e, em alguns casos, a informação apropriada não é obtida.

Turner e McGuffey (1996) apresentam e discutem os objectivos, a área, a profundidade e a duração de uma investigação de deslizamento, assim como a colecta, análise e interpretação dos dados e a comunicação dos resultados.

Normalmente, áreas propensas a deslizamentos apresentam sintomas de movimentos passados e roturas incipientes. Durante o planeamento preliminar estes movimentos podem ser reconhecidos por interpretação de fotografias aéreas ou por métodos de monitorização remota. A possibilidade de vir a existir um deslizamento também pode ser avaliada por uma série de métodos qualitativos e/ou quantitativos de mapeamento e avaliação. Em alguns casos, os deslizamentos só são identificados utilizando uma detalhada investigação de campo antes do projecto. Tais investigações podem indicar como prevenir ou, pelo menos minimizar, os futuros movimentos, e podem sugerir alternativas menos sujeitas a deslizamentos.

Quando ocorre um deslizamento, quer durante a construção de uma instalação, ou posteriormente a esta, a investigação é feita de forma a que se diagnostiquem os factores que afectam os movimentos e se determinem quais as medidas correctivas que se devem usar com o fim de prevenir ou minimizar outros movimentos. Possibilita ainda a realização de retro-análises. Em muitos casos estas investigações assumem um carácter de emergência, uma vez que o deslizamento pode tornar-se uma ameaça à propriedade ou segurança pública, ou pode ainda perturbar a utilização de uma instalação de transporte.

Sowers e Royster (1978), citado por Turner & McGuffey (1996), incluíram uma lista bastante longa de características que devem ser consideradas no planeamento de uma investigação de campo de um deslizamento. Estas características estão divididas nos itens: topografia, geologia, hidrologia superficial e subterrânea, clima, vibração e histórico de mudanças na encosta.

A análise de estabilidade de encostas segue basicamente as seguintes etapas de investigação geológica-geotécnica: planeamento/formulação do programa de investigação, levantamento de dados pré-existent, investigação da superfície, investigação da subsuperfície, ensaios de campo e de laboratório, instrumentação, análise e interpretação dos resultados, relatório técnico com boa identificação da interpretação dos resultados.

3.2.2.1. Escolha do Equipamento de Observação

Cabe ao projectista a selecção dos instrumentos que possam identificar melhor o estado e desenvolvimento dos parâmetros críticos que cada projecto apresenta, sendo que a identificação destes também é função do projectista. Após a selecção dos parâmetros, a especificação deve incluir a gama, a resolução e a precisão das medições.

Apesar de o comportamento dos maciços terrosos envolver vários parâmetros, em alguns casos, monitorizar um só parâmetro pode ser suficiente para avaliar o comportamento global dos restantes.

É corrente a selecção de instrumentos que forneçam medições redundantes, para que através da complementariedade de informação se possam confirmar dados, de forma a que o engenheiro geotécnico possa identificar as necessidades mínimas e seguras de monitorização; relacionando-se, por exemplo, a taxa de deformação lida nos inclinómetros com o valor da pressão neutra dada por piezómetros. Estas relações permitem que mesmo que um ou mais instrumentos funcionem mal, e mesmo assim, conseguir obter boa informação para análise.

As questões financeiras e, muito em especial, as logísticas, interferem de forma directa na escolha das grandezas a observar. O próprio maciço e tipo de solo são condicionalismos relevantes envolvidos. Por

exemplo, um piezómetro de tubo aberto serve melhor em solos permeáveis do que em argilas pouco permeáveis, pois apenas no primeiro caso o fluxo de água chega com alguma facilidade ao tubo. Em solos argilosos a escolha de um piezómetro cairia sobre os de corda vibrante ou pneumático, respondendo de forma mais rápida, mesmo em solos mais permeáveis.

Existem outros factores que afectam a escolha do equipamento, como a temperatura e a humidade que podem provocar congelação ou condensação, e a vida de funcionamento do material.

Outro condicionalismo na selecção do conjunto mais adequado dos instrumentos é a possibilidade de não os associar a um equipamento de aquisição com alguma particularidade: automático ou remoto, por exemplo. Alguns instrumentos não são passíveis de os caracterizar ou tornam-se, simplesmente, muito mais caros se adaptados para esses fins.

A optimização de custos da instrumentação não é função exclusiva do custo do equipamento propriamente dito mas também de outros importantes factores tais como: os procedimentos necessários para a sua instalação ou a sua conservação. Por exemplo, a execução de um furo e a sua selagem pode atingir custos 10 a 20 vezes superiores ao custo do próprio instrumento. No caso de piezómetros, opta-se pela colocação de vários a diferentes níveis num mesmo furo.

A fiabilidade é também um factor determinante no sucesso de tais investimentos. Ou seja, perante os custos e meios que estão envolvidos nas operações de montagem e escolha de um equipamento passam necessariamente pela melhor garantia de durabilidade e reprodutibilidade do instrumento. Não se pode arriscar toda uma campanha de observação para reduzir algum custo no equipamento utilizado.

Outro factor que deve estar presente na mente do projectista, aquando da escolha dos equipamentos, é os meios humanos. Terá de ter em conta o nível de formação dos técnicos que lidarão com os equipamentos e os meios de manutenção, preservação, recalibração, etc.

Faz-se ainda uma última referência às especificações técnicas gerais dos instrumentos de medição. No que diz respeito à gama de leitura, os instrumentos são fornecidos com determinados valores mínimos e máximos de leituras realizáveis, pelo que estes são geralmente seleccionados em função do máximo valor previsto pelo projectista, que para isso o deve especificar. A resolução de um instrumento é a variação mais baixa (ou o incremento) que pode ser detectada pelo aparelho de leitura. A resolução desce tipicamente com o aumento da gama. É importante distinguir este conceito de resolução do de exactidão. A primeira é correntemente superior à exactidão e nunca é expressa por um valor precedido de $\pm$. De facto, exactidão de um instrumento é expressa como uma percentagem de uma escala e pode ser definida como o grau com que as leituras se podem afastar de uma lei expectável. Aparece, assim, expressa por exemplo com $\pm 1\text{mm}$, $\pm 1\%$ da leitura ou $\pm 1\%$ da escala total. A precisão ou, o que é o mesmo, a reprodutibilidade é quase sempre mais importante do que a exactidão, já que o que é realmente mais significativo é o incremento ou a variação do que o valor absoluto. Sempre que uma leitura é repetida, o valor fornecido pelo instrumento é ligeiramente diferente. A precisão é expressa por $\pm$ um valor representando quão próximas leituras repetidas se aproximam de um valor médio (Slope Indicator, 1996).

3.2.3. INSTRUMENTOS DE OBSERVAÇÃO

Como já foi introduzido anteriormente, para observar os movimentos apenas foram colocados três inclinómetros e nove alvos, três destes últimos colocados nas tampas das calhas inclinométricas. Na figura 3.4 estão marcados a vermelho os inclinómetros e os três respectivos alvos, os restantes alvos, colocados nas paredes do baluarte, apresentam-se a azul.

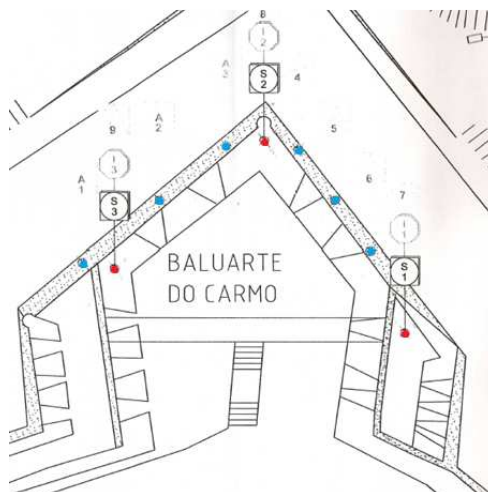


Figura 3.4 – Posicionamento dos instrumentos de observação

Nas seguintes figuras, 3.5, 3.6 e 3.7 apresentam-se as fotografias dos inclinómetros à superfície.



Figura 3.5 – Localização do inclinómetro I1, visto do lado direito do baluarte (Gil, 2009)

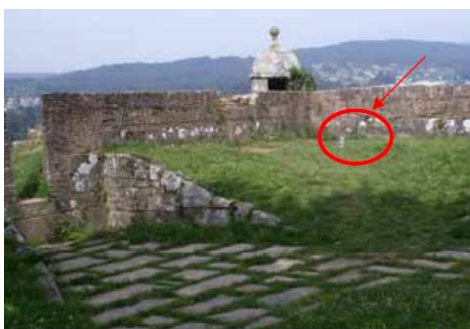


Figura 3.6 – Localização do inclinómetro I2, visto do centro do baluarte (Gil, 2009)



Figura 3.7 – Localização do inclinómetro I3, visto da posição do inclinómetro I2

Na figura 3.8 apresentam-se os alvos A2 e A3, a título de exemplo.



Figura 3.8 – Alvos A2 e A3, alvos da muralha (Gil, 2009)

Será agora feita uma breve descrição dos mesmos.

3.2.3.1 Inclinómetros

A leitura inclinométrica corresponde à introdução de “linhas” de medição de deslocamentos relativos, para estudar fenómenos de estabilidade de maciços naturais ou de obras de terra associadas a movimentos de massas.

As observações inclinométricas permitem a avaliação de hipóteses de cálculo, garantindo que os valores observados em obra não ultrapassem os do projecto, mesmo que seja necessário alterar o projecto.

Servem ainda na remediação de grandes obras quando estas estão sujeitas a fenómenos de instabilização, uma vez que permitem monitorizar diversos pontos escolhidos de forma estratégica, controlando assim os riscos ao longo do tempo.

- Aplicabilidade

Os inclinómetros são utilizados em variadíssimas situações como identificação de planos de corte em taludes, verificação de deslocamentos em paredes de contenção ou cortinas de estacas-prancha, em barragens de aterro com núcleo argiloso ou com paramentos de betão armado, aterros sobre solos moles, banquetas em taludes, túneis, barragens de rejeitos ou de gravidade de betão armado, muros de

suporte de betão armado e ainda estacas carregadas lateralmente. São exemplos disso as figuras numeradas de 3.9 a 3.19.

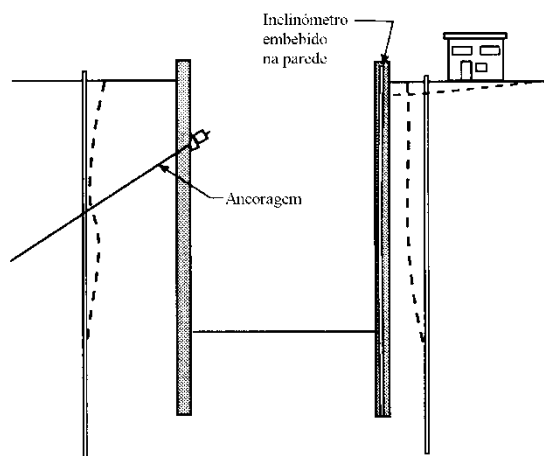


Figura 3.9 – Paredes de contenção ou cortinas de estacas-prancha (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

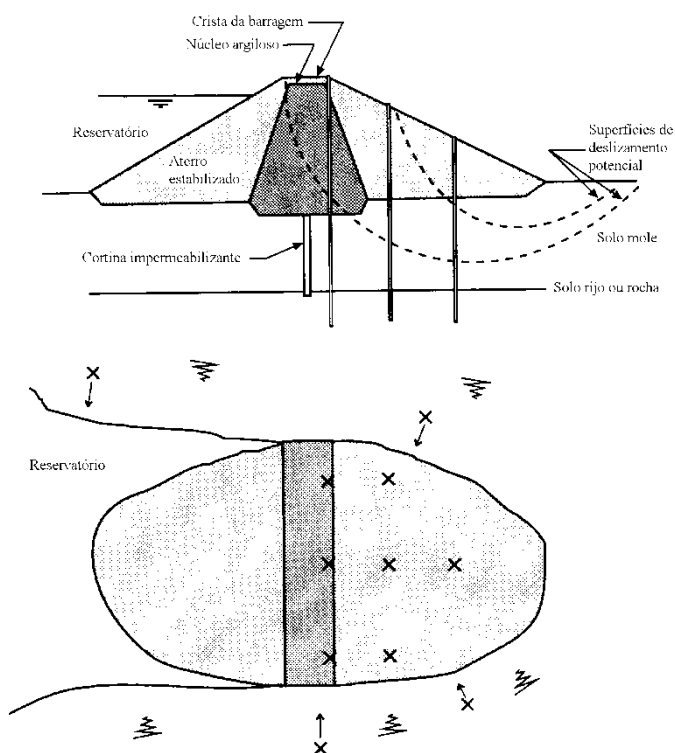


Figura 3.10 – Barragens de aterros com núcleo argiloso (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

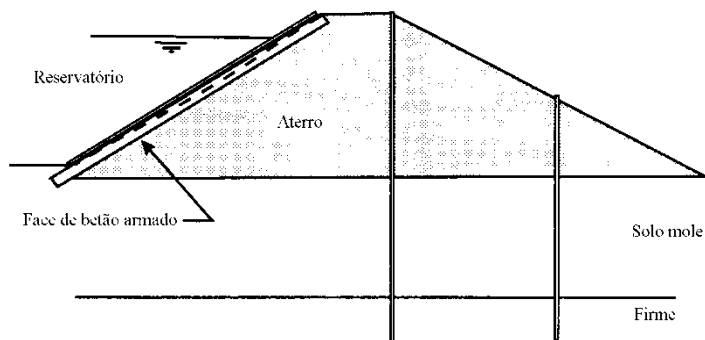


Figura 3.11 – Barragem de aterro com paramentos de betão armado (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

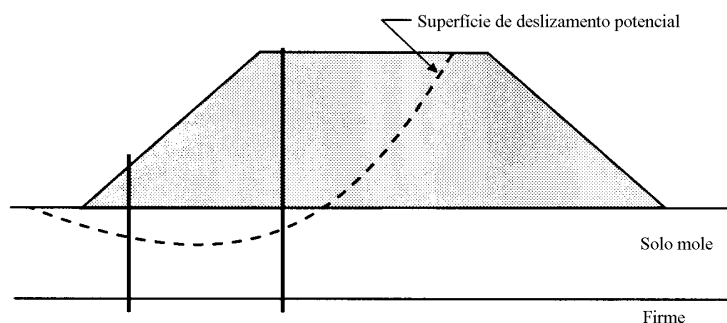


Figura 3.12 – Aterros sobre solos moles (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

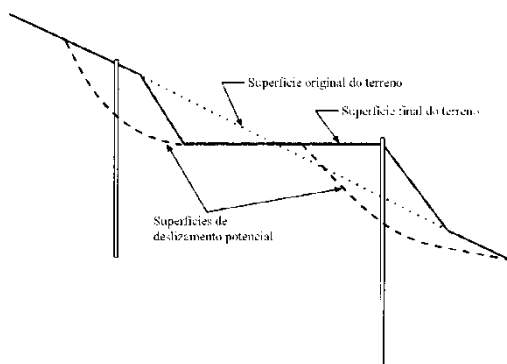


Figura 3.13 – Banquetas em taludes (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

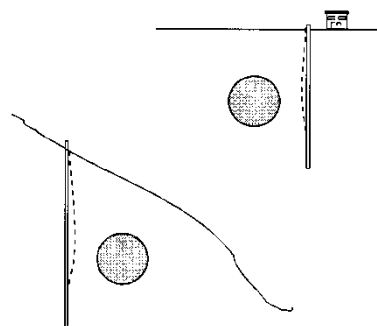


Figura 3.14 – Túneis (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

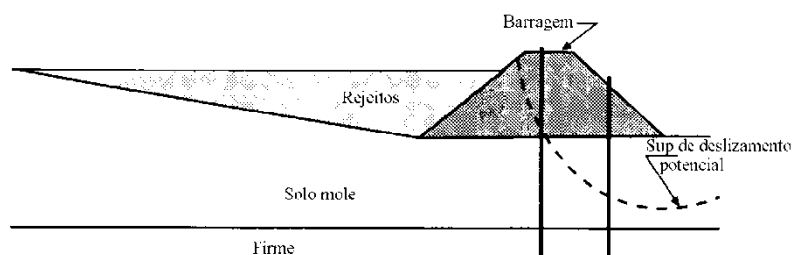


Figura 3.15 – Barragens de rejeitos (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

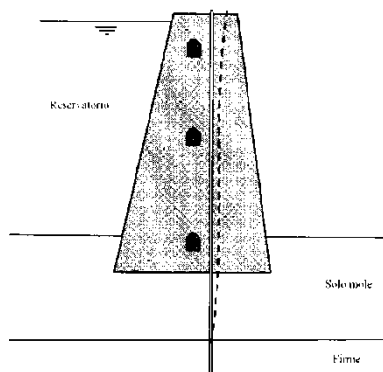


Figura 3.16 – Barragem de gravidade de betão armado (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

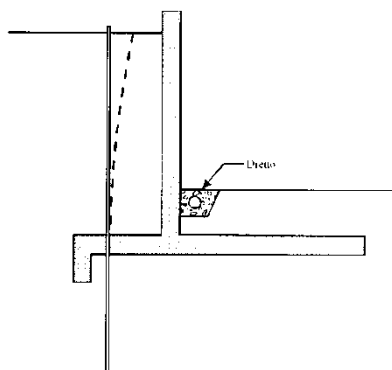


Figura 3.17 – Muros de suporte de betão armado (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

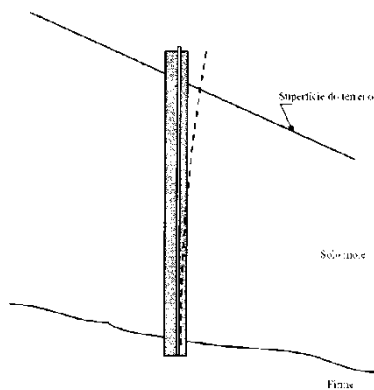


Figura 3.18 – Estacas carregadas lateralmente (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

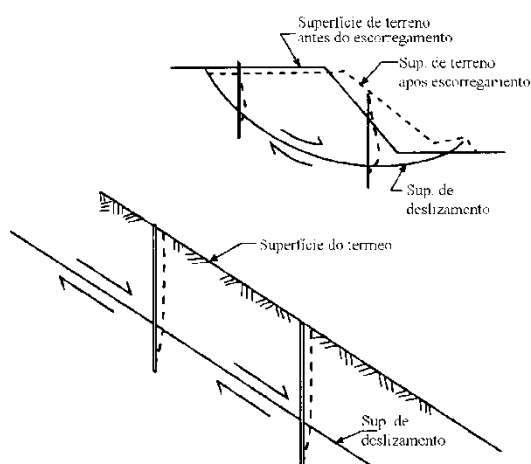


Figura 3.19 – Taludes e deslizamentos (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

Neste último caso, taludes, os inclinómetros são usados para localizar planos de deslizamento e ajudar a identificar a geometria desses mesmos planos, plana ou circular/semi-circular.

Permitem ainda definir se o movimento é constante no tempo, se está a acelerar, ou se está a estabilizar, através de leituras intervaladas, fazendo a relação entre as várias leituras.

▪ Funcionamento e operacionalidade

Um inclinómetro é composto por um torpedo com sensores pendulares numa ou duas direcções ortogonais que mede a inclinação do seu eixo em relação à vertical em qualquer ponto, guiado em calhas por dois conjuntos de rodas.

Os tubos são instalados em pré-furos verticais, usando caldas pobres ou misturas de caldas e areia para a selagem. Para que os tubos possam acompanhar os movimentos internos do maciço sem grandes restrições, estes devem ser leves e flexíveis, sendo usuais tubos de alumínio ou PVC.

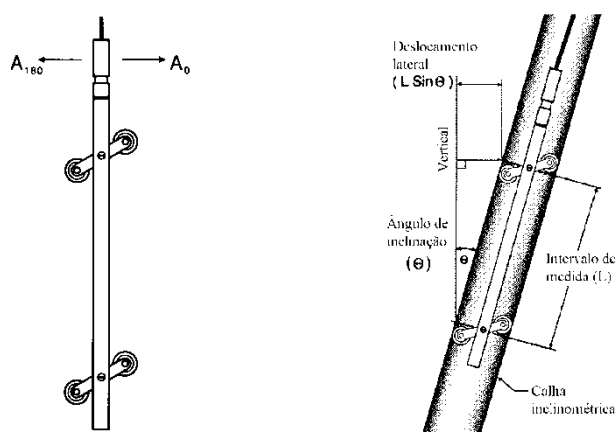


Figura 3.20 – Inclinómetro e a sua inserção no tubo (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

Tal como se pode ver na Figura 3.20, a inclinação da calha permite deduzir indirectamente as deformações/deslocamentos horizontais nos vários pontos dos tubos. Esta inclinação é medida por servo-acelerómetros desde o ponto mais baixo do tubo, que em princípio estará fixo, até à parte superior. Na figura seguinte, Figura 3.21, apresentam-se as leituras de um inclinómetro.

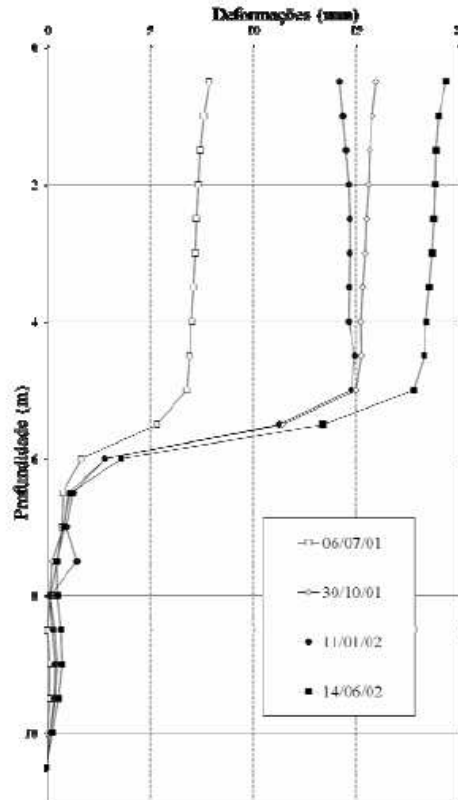


Figura 3.21 – Exemplo de um registo inclinométrico em Santa Cruz do Sul (Bressani, 2009)

Para regular /eliminar erros pontuais, fazem-se duas medições, obtendo assim um maior rigor.

O processo é compassado e exige naturalmente a presença de um operador e um ajudante, mas as unidades de aquisição semi-automáticas já têm acoplados sistemas de armazenamento que permitem fazer transferência para microcomputadores onde residem programas de interpretação, com potentes algoritmos que, em geral, possuem capacidade de eliminação de erros.

A conversão da inclinação lida (θ) é feita pela expressão $L - \text{sen} \theta$ (L , intervalo de leitura $\cong 500\text{mm}$) e a representação é geralmente feita por medida cumulativa (desde a base).

A representação das deformações é, em geral, feita em dois termos: uma em relação à leitura original e outra em relação à anterior. A representação destes incrementos no tempo fornece a informação sobre o carácter estável ou acelerante/estabilizante do movimento, como já foi referido no caso dos taludes.

Há ainda sistemas inclinométricos fixos que possuem pêndulos em várias posições e que estão ligados a estações remotas. São sistemas complexos e caros que só se justificam para empreendimentos de grande responsabilidade (grandes barragens ou centrais nucleares, por exemplo, ou monumentos históricos de relevância mundial, como a Torre de Pisa – Nunziante Squeglia) e geralmente estão associados a sistemas de alarmes.

▪ Instalações dos tubos inclinométricos - requisitos

Para que os erros sejam minorados, os pré-furos, tal como foi dito anteriormente, devem estar o mais vertical possível. Os tubos devem ser colocados de forma a garantir um encastramento num horizonte estável, onde não existam deslocamentos. O ponto superior poderá funcionar como encastramento excepcionalmente.

Para obter um maior rigor de informação, os eixos do sensor devem dispor-se nas duas direcções ortogonais e não apenas numa.

As caldas de selagem não devem tornar os terrenos envolventes mais rígidos que o próprio maciço. Existem vários processos de selagem, apresentados nas Figuras 3.22, 3.23 e 3.24.

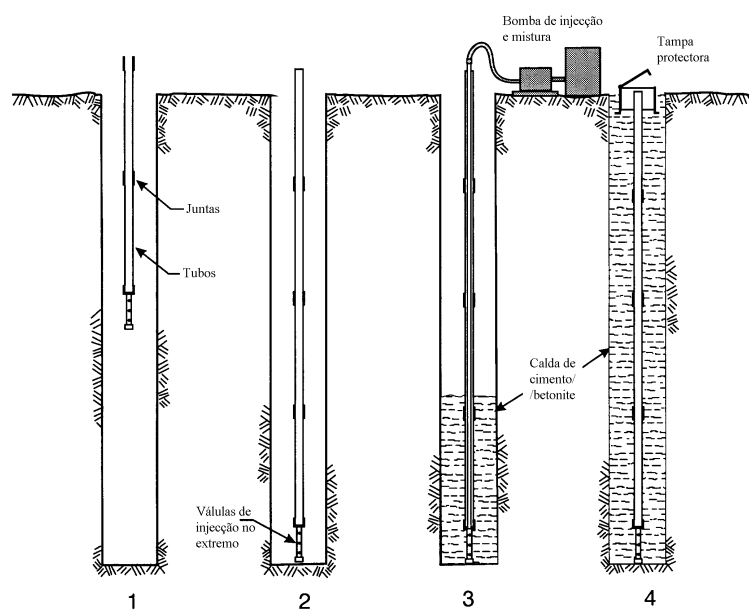


Figura 3.22 – Colocação do tubo e posterior injeção da calda através do tubo (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

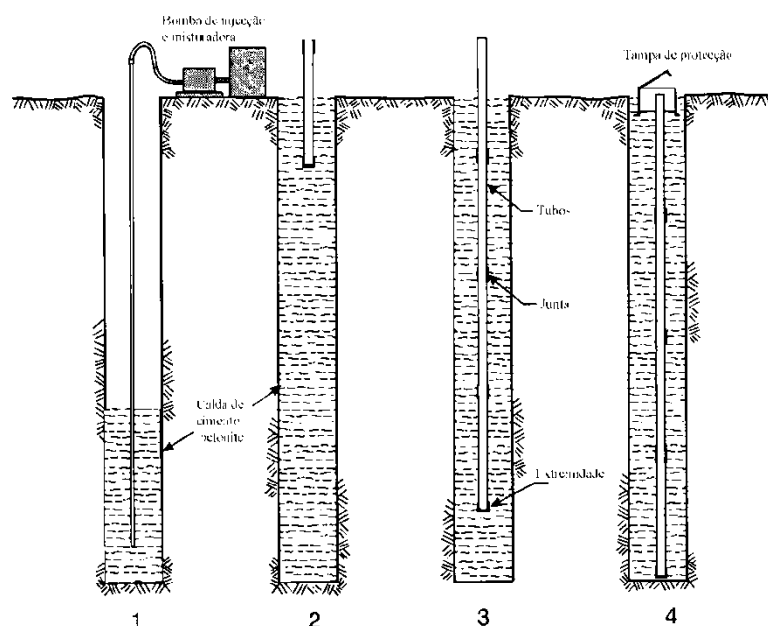


Figura 3.23 – Injeção da calda e posterior colocação do tubo (adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

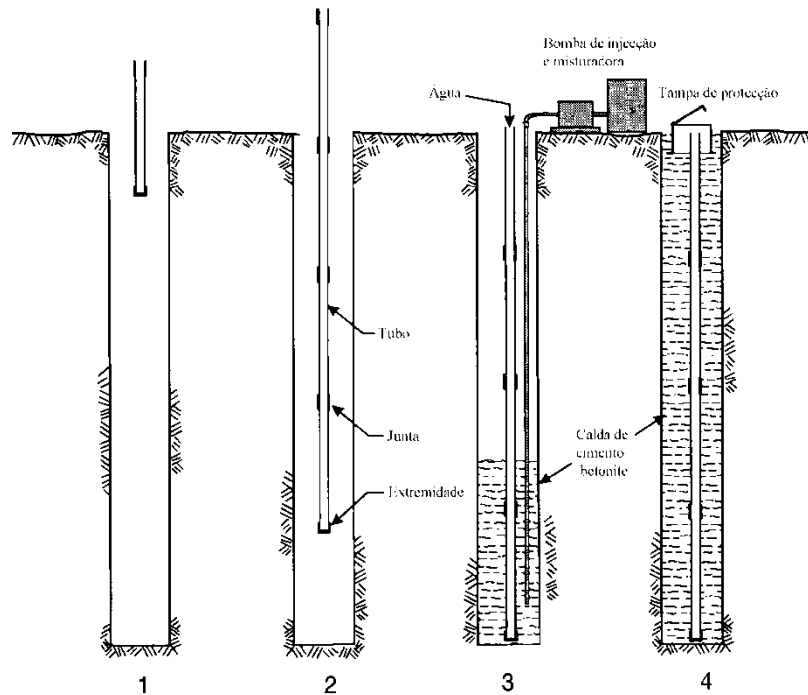


Figura 3.24 – Colocação do tubo e posterior injeção da calda através de uma mangueira exterior ao tubo
(adaptado do manual Slope Indicator, 1996, por Viana da Fonseca, 1998)

3.2.3.2. Alvos topográficos

Os métodos topográficos de observação permitem efectuar medições de ângulos, distâncias e desníveis. Com a utilização de Estações Totais e Alvos topográficos obtém-se um controlo da planimetria e da altimetria, ou seja, obtém-se medições nas três componentes direccionais (X, Y, Z) com a precisão de uma décima de milímetro.

Ainda assim, para as medições realizadas existe um erro associado a cada ponto ou pormenor. Para tal são criadas elipses de erro, em que as leituras com variações no seu interior não possam ser entendidas como deslocamentos das estruturas em causa. Com o intuito de minorar esse erro, a colocação da estação obriga a um certo cuidado, para garantir uma maior precisão na medida resultante.

Os deslocamentos são obtidos por uma relação diferencial das grandezas observadas a partir dos pontos de pormenor ou das redes de apoio. A primeira leitura será usada para fazer a relação diferencial com as próximas leituras (Catanho et al., 2008)

O sistema de observação baseia-se em estacionamento sobre tripé, em pontos móveis, e na escolha de um sistema de arranque constituído por 2 conjuntos de 2 alvos, em pontos considerados fora da zona de influência da obra. O sistema é composto por leituras de ângulos e distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem determinar, caracterizando-se o equipamento pelo facto de possuir um distanciómetro de elevada precisão.

Em relação aos alvos propriamente ditos estes podem classificar-se como naturais ou artificiais. Os primeiros serão marcos de construções já existentes, como chaminés e antenas; os artificiais são dispositivos que se estacionam sobre o ponto a ser visado (Antunes, 1995).

Em relação aos alvos artificiais podemos ainda classificá-los segundo as condições de reflexão. Assim temos alvos de reflexão total, de superfície espelhada, e de reflexão difusa (Koeing et al., 2007).

A principal característica dos alvos de reflexão total, tal como o nome indica, é a de devolverem o sinal, independentemente do ângulo de incidência, paralelamente ao raio incidente. São modelos económicos e eficientes, utilizados maioritariamente como alvos permanentes para monitorização de estruturas. Para distâncias mais longas terão de ser usados em conjunto com equipamentos com infravermelhos ou raios laser.



Figura 3.25 - Modelo de prisma de reflexão total. (Faggion,1999)

Nos alvos de superfície espelhada são utilizados quando não é possível fazer a leitura directa de uma visada. Neste caso o raio reflectido tem um ângulo igual ao raio de incidência, como se pode ver na Figura 3.26.

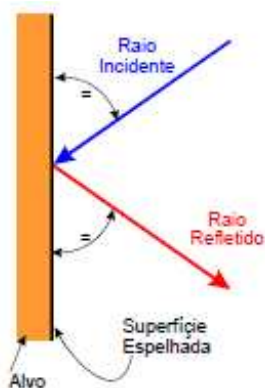


Figura 3.26 – Alvo de reflexão através de superfície espelhada (Faggion,1999)

Os alvos de reflexão difusa são mais complexos. Este princípio de reflexão está a ser muito explorado pelos fabricantes de estações totais que utilizam díodos laser para gerar a onda portadora. O laser é uma fonte de luz coerente, logo com incidência bem localizada. Tal facto possibilita a utilização do princípio da reflexão difusa para realizar medidas de pequenas distâncias sem o processo da reflexão total, ou seja, a utilização de um reflector de canto. Tal facto só é possível tendo em vista que pelo menos uma porção do sinal reflectido retorna paralelo ao sinal emitido (Figura 3.27). Tendo em vista este facto, é possível determinar o tempo de deslocamento do sinal até o alvo e retorno ao emissor. O sinal de medida é modulado e enviado até o reflector ou superfície reflectora, que materializa o outro extremo da distância que se deseja medir e retorna à origem. Nesse momento é necessário separar a onda portadora da moduladora, ou seja, realizar a demodulação do sinal recebido para que se possa comparar a fase de retorno com a fase de emissão, no caso dos equipamentos que utilizam infravermelho como transportador de sinal, ou determinar o tempo de deslocamento do sinal para os equipamentos que utilizam laser como transportador.

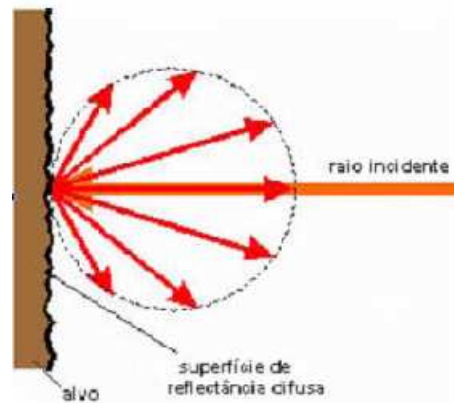


Figura 3.27 - Alvo de reflexão difusa (Faggion,1999)

Os alvos artificiais utilizados nesta monitorização são alvos de reflexão total, apresentados na Figura 3.28.



Figura 3.28 – Alvos de reflexão total utilizados para as leituras no baluarte (Cruz et al, 2008)

A precisão das medições não depende apenas do alvo utilizado, mas também do equipamento utilizado. Para as leituras foi usada uma estação total 0,5" 1 mm + 1 pgm.

3.3. PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO ATERRO

Com a observação dos registos fotográficos e dos logs das sondagens que se encontram nos relatórios de monitorização fornecidos pelo IGESPAR, foi possível distinguir sete materiais diferentes. Estes materiais variam desde areias mais ou menos argilosas e/ou siltosas, a torrões e gneisses alterados junto à rocha.

Seguindo o log da sondagem 3, uma vez que todos os materiais aparecem nesta, estes foram classificados como se apresenta no Quadro 3.1. Inicialmente, fez-se esta identificação analisando a cor e a granulometria dos tarolos da amostra (Anexo A2), tentando não fugir à classificação já apresentada nos relatórios, permitindo distinguir os materiais aí identificados. Os logs das sondagens podem consultados no Anexo A3.

Foi ainda necessário acrescentar três materiais (8 a 10) para simular a rampa de acesso à galeria inferior de passagem transversal aos patamares inferiores, que aparecerá no segundo perfil.

A nomenclatura dos materiais apresenta-se no quadro 3.1, seguidamente apresentada.

Quadro 3.1 – Tabela de classificação dos materiais

Material	Classificação	Cor Adoptada
1	Muros	
2	Areia 1	
3	Areia 2 (húmus)	
4	Areia 2 (mais grossa)	
5	Torrão	
6	Gneisse alterado	
7	Rocha	
8	Ar	
9	Pedra	
10	Rampa	

Após a definição dos materiais foi necessário associar-lhes parâmetros como o coeficiente de permeabilidade, peso volúmico, ângulo de atrito, coesão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Estes valores terão de ser estimados, uma vez que não existem ensaios sobre estes materiais, nem foi possível recuperar parte destes para os caracterizar em laboratório.

3.3.1. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

O coeficiente de permeabilidade, considerado constante, define-se como sendo o coeficiente que relaciona a velocidade média da água com o gradiente hidráulico através da Lei de Darcy.

$$v = k \times i \quad (3.1)$$

Para estimar o coeficiente de permeabilidade de cada material, recorreu-se à livreria do próprio programa, que contém alguns exemplos. O uso destes exemplos tem implícito a existência de sucção para pressões negativas, ou seja, acima do nível estacionário de água subterrânea, como veremos mais à frente, no Capítulo 4. Tentando então aproximar cada horizonte aos materiais da livreria, faz-se corresponder cada um a uma função.

Aos muros foi atribuída a função 18, que corresponde a um coeficiente de permeabilidade de 10^{-4} m/s; esta função foi também atribuída ao torrão, uma vez que se tratam de materiais com uma permeabilidade elevada.

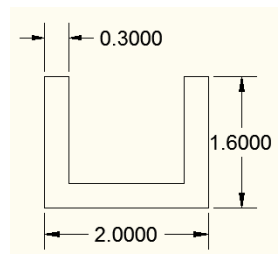
À areia 1 fez-se corresponder a função 4, com $k=5,83 \times 10^{-6}$ m/s; à areia 2 - húmus, a função 3, com $k=2,00 \times 10^{-8}$ m/s; e à areia 2 mais grossa, a função 1, com $k=2,15 \times 10^{-5}$ m/s. Esta correspondência foi feita atribuindo os valores mais elevados de permeabilidade aos materiais mais grossos.

Aos restantes materiais foi atribuída uma função com uma permeabilidade muito baixa, para que quase não interferissem na análise. Utilizou-se então a função 24, com $k=8,40 \times 10^{-9}$ m/s.

3.3.2. PESO VOLÚMICO, ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO

O peso volúmico define-se como sendo o peso que um determinado material tem numa unidade de volume. Para este parâmetro utilizaram-se os seguintes valores: muros, 24 kN/m^3 ; areia 1, 19 kN/m^3 ; areia 2 - húmus, 18 kN/m^3 ; areia 2 mais grossa, $18,5 \text{ kN/m}^3$; torrão, 20 kN/m^3 ; gneisse alterado, 22 kN/m^3 . Para a rocha – firme - não é preciso definir (o programa não pede).

Para os três materiais acrescentados no perfil 2 foi considerado o seguinte: para a pedra 24 kN/m^3 , para o ar 1 kN/m^3 , e para a rampa de acesso ao patamar inferior 10 kN/m^3 . Para obter este último valor foi feita uma relação, pois é uma área ladeada por pedra. Utilizou-se o perfil da descida a meia altura para efectuar os cálculos. A Figura 3.29, ajuda a perceber o cálculo.



$$\frac{0,3 \times 2 + 2 \times 0,3 \times 1,3}{2 \times 1,6} \times 24 = 10,35$$

Figura 3.29 – Medidas da rampa de descida à galeria inferior, a meia altura

O ângulo de atrito e a coesão são parâmetros extremamente importantes na análise de estabilidade, uma vez que são estes que caracterizam mecanicamente o solo, sendo que para areias a resistência do solo é do tipo friccional. O ângulo de atrito é o ângulo a partir do qual ocorre deslizamento de massa, e a coesão não é mais do que a adesão das partículas entre si. A importância destes parâmetros na resistência de um solo é visível na clássica expressão de critério de rotura de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi') \quad (3.2)$$

No que diz respeito ao ângulo de atrito, foram estimados, por sensibilidade, os seguintes valores: muros, 50°; areia 1, 33°; areia 2 - húmus, 30°; areia 2 mais grossa, 33°, torrão, 35°; gneisse alterado, 35°; na rocha não é preciso definir; no material ar, 0°; pedra, 50°; e rampa, 50°.

Em relação à coesão, inicialmente, esta apenas foi considerada nos muros e na rocha, com os valores de 300 e 500kPa, respectivamente. Nos restantes materiais a coesão não foi considerada para garantir a pior das situações de materiais granulares.

3.3.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON

O módulo de elasticidade, numa situação concreta de comportamento unidireccional, módulo de Young, é um parâmetro que permite estimar a rigidez do material. Num regime elástico, este módulo representa a razão entre a tensão aplicada e a deformação obtida (Lei de Hooke).

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (3.3)$$

Porque o módulo de elasticidade apenas considera a deformação longitudinal, é necessário considerar o coeficiente de Poisson, para relacionar a deformação transversal com a longitudinal.

Para obter o módulo de elasticidade, um parâmetro que deve ser estimado em ensaios adequados em solos, estimou-se primeiramente um valor de SPT espectável para cada horizonte. O valor N_{SPT} foi relacionado com o módulo de deformabilidade de acordo com o quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Módulos de deformabilidade deduzidos do SPT (adaptada de Stroud, 1988)

Tipo de Maciço	E / N_{60} (MPa)
Areias e Cascalhos Sobreconsolidados	2,5
Areias Normalmente Consolidadas	1,0
Rochas Brandas e pouco sensíveis ($N_{60} < 200$)	1,0

Uma vez que o material de preenchimento do baluarte pertenceu a terraços aluvionares, considerou-se a classe de areias e cascalhos sobreconsolidados, utilizando-se portanto o valor de 2,5.

Para os muros foi considerado um módulo de elasticidade igual ao do betão, então, $E=30\text{GPa}$. Para a rocha utilizou-se um valor superior, $E=50\text{GPa}$, notoriamente arbitrado muito alto para que não interfira na análise.

O seguinte quadro, Quadro 3.3, mostra os valores de SPT estimados para os diferentes solos, assim como o módulo de elasticidade correspondente.

Quadro 3.3 – Módulo de Elasticidade dos diversos solos derivado de uma estimativa para os valores do SPT

Material	SPT	E (MPa)
2	8	20
3	14	35
4	30	75
5	24	60
6	60	150

Falta ainda referir quais os três elementos introduzidos no perfil 2. Para a pedra, tal como no caso dos muros, considerou-se o módulo de elasticidade do granito; no material representativo do vazio considerou-se um valor mínimo de 0,1 kPa, uma vez que o programa não aceita que este parâmetro tome o valor de 0; para a rampa foi considerado um valor de 10 GPa, uma terça parte do valor do granito.

Para os valores do coeficiente de Poisson, foi considerado um intervalo desde 0,2 a 0,4. O valor mínimo foi considerado para os materiais mais rígidos, como os muros, o gneisse alterado e a rocha. Às areias mais finas foi atribuído o valor de 0,3, e à areia mais grossa e ao torrão o valor de 0,4.

Mais uma vez torna-se necessária a definição deste valor para os materiais 8, 9, e 10. Foi considerado 0 para o material 8, e 0,2 para os restantes pela mesma justificação dada para os materiais 1, 6, e 7.

3.3.4. RESUMO DAS PROPRIEDADES

Para compilar a informação dos três pontos anteriores construiu-se o seguinte quadro.

Quadro 3.4 – Resumo das propriedades

Material	K (m/s)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)	ν
1	$1,00 \times 10^{-4}$ (18)	24	50	300	30000	0,2
2	$2,00 \times 10^{-8}$ (4)	19	33	0	20	0,3
3	$4,30 \times 10^{-6}$ (20)	18	30	0	35	0,3
4	$5,40 \times 10^{-5}$ (19)	18,5	33	0	75	0,4
5	$5,83 \times 10^{-6}$ (3)	20	35	0	60	0,4
6	$8,40 \times 10^{-9}$ (24)	22	35	500	150	0,2
7	$8,40 \times 10^{-9}$ (24)	-	50*	500*	50000	0,2
8	$8,40 \times 10^{-9}$ (24)	1	0	0	0.1	0
9	$8,40 \times 10^{-9}$ (24)	24	50	300	30000	0,2
10	$8,40 \times 10^{-9}$ (24)	10	50	300	10000	0,2

4

MODELAÇÃO DOS PERFIS

4.1. ESCOLHA DOS PERFIS

A análise de estabilidade vai ser feita segundo três perfis. Estes perfis prendem-se com a existência de apenas três furos monitorizados, e com a informação que nestes foi possível obter. Na planta do baluarte existente no Anexo A1 podem ser vistas as posições dos inclinómetros, assim como as direcções principais de medição de deslocamentos. Acompanhando estas direcções surgem os três perfis, perpendiculares à muralha na zona 1 e 3, e em direcção ao vértice do baluarte na zona 2. Tal como se pode ver na Figura 4.1, os perfis partem da zona superior da praça até à zona mais baixa do terreno. Os inclinómetros estão marcados a vermelho, e os perfis traçados a azul.

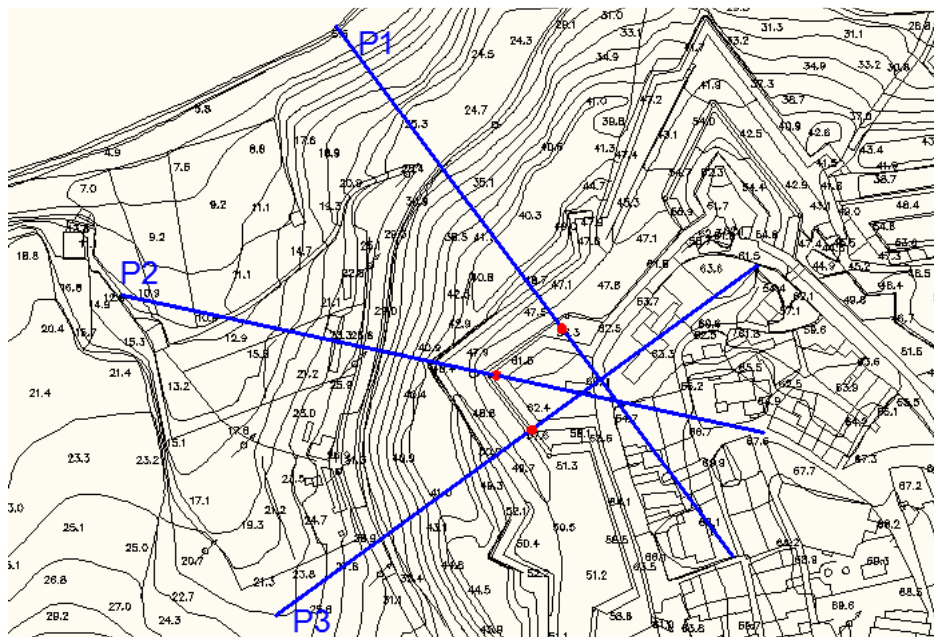


Figura 4.1 – Definição das linhas dos perfis

Para melhor se situar estes perfis apresenta-se a imagem 4.2.



Figura 4.2 – Marcação dos perfis no terreno (perfil 1 a amarelo, perfil 2 a azul, e perfil 3 a verde)

Após o levantamento topográfico ao longo das linhas dos perfis foi possível definir o terreno, tal como está apresentado nas Figuras 4.3, 4.4 e 4.5. No perfil 2, Figura 4.4, é necessário ter em conta um acesso que existe para as partes laterais inferiores do baluarte.

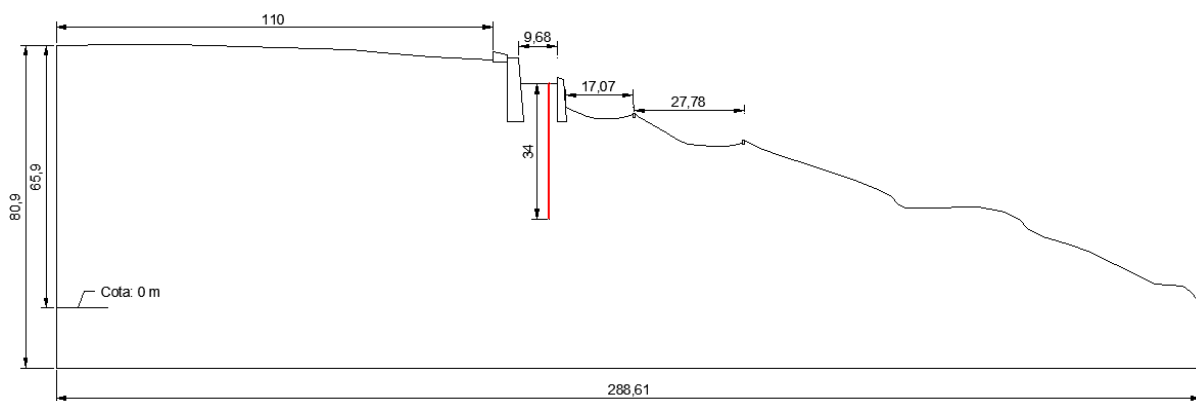


Figura 4.3 – Perfil 1 (medidas em metros)

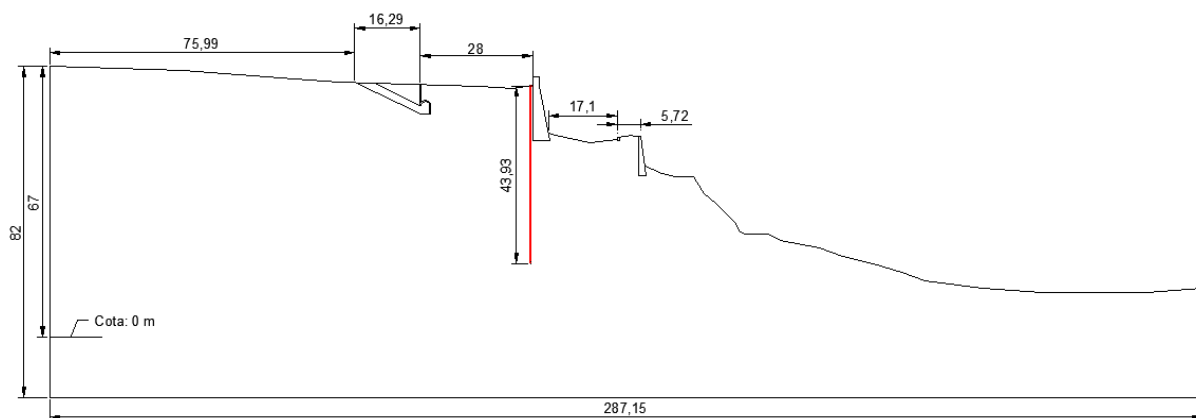


Figura 4.4 – Perfil 2 (medidas em metros)

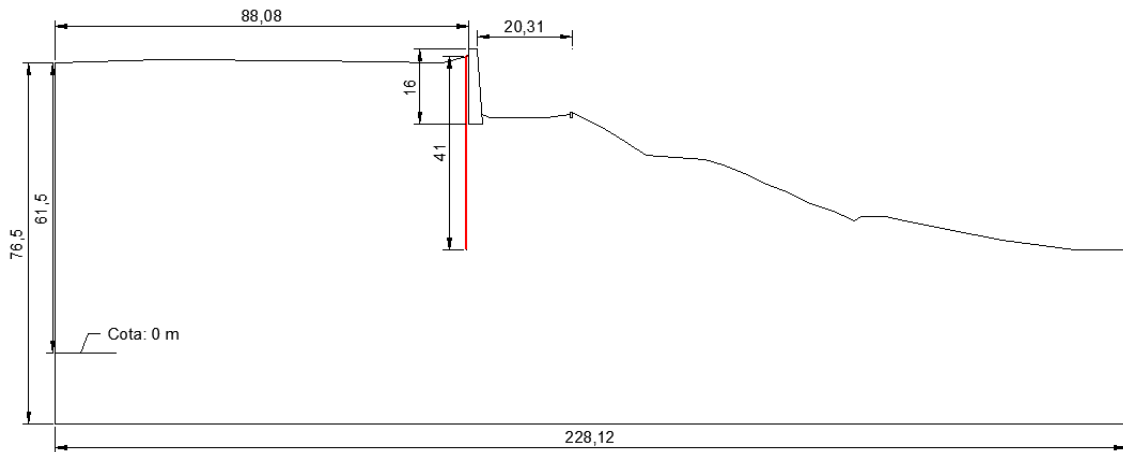


Figura 4.5 – Perfil 3 (medidas em metros)

Já com a superfície do terreno definida, foi necessário estratificar o terreno nas várias camadas antes identificadas. Na zona da sondagem foi possível seguir toda a informação dos logs, sabendo concretamente as profundidades a que cada material ia aparecendo; no que resta do perfil, foram usadas interpolações entre as várias sondagens, e empiricamente foi construído um zonamento litológico que permitiu chegar a um esquema de distribuição de materiais em profundidade e desenvolvimento que permitisse ter o modelo de cálculo com algum realismo. O resultado está apresentado nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8.

A linha vermelha marca a posição dos inclinómetros.

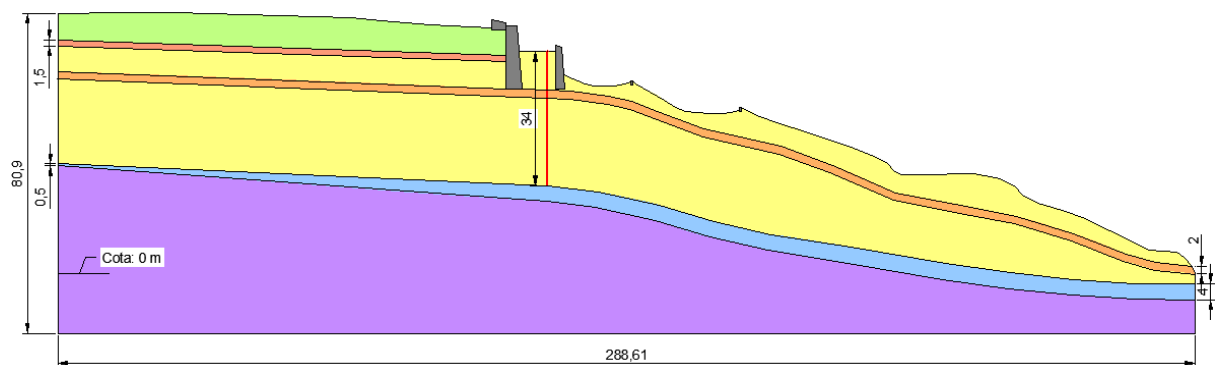


Figura 4.6 – Perfil 1 completo (medidas em metros)

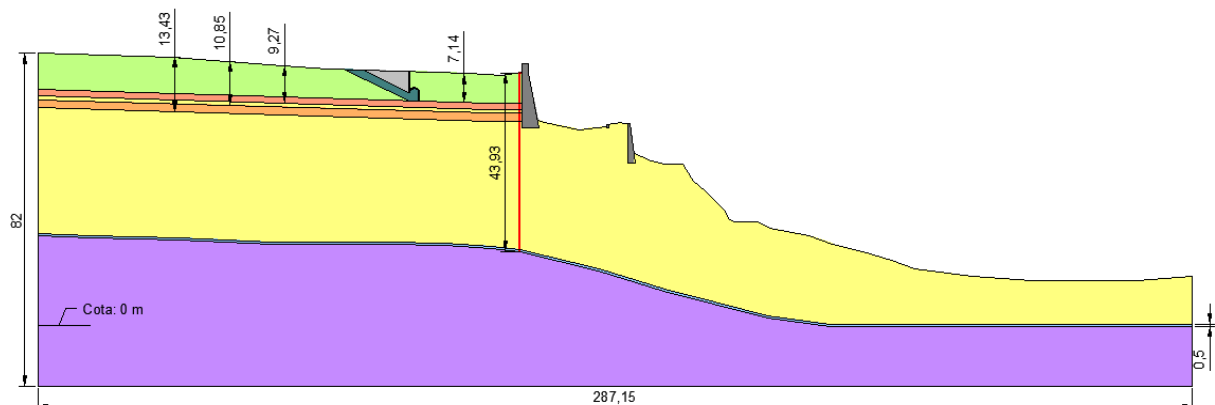


Figura 4.7 – Perfil 2 completo (medidas em metros)

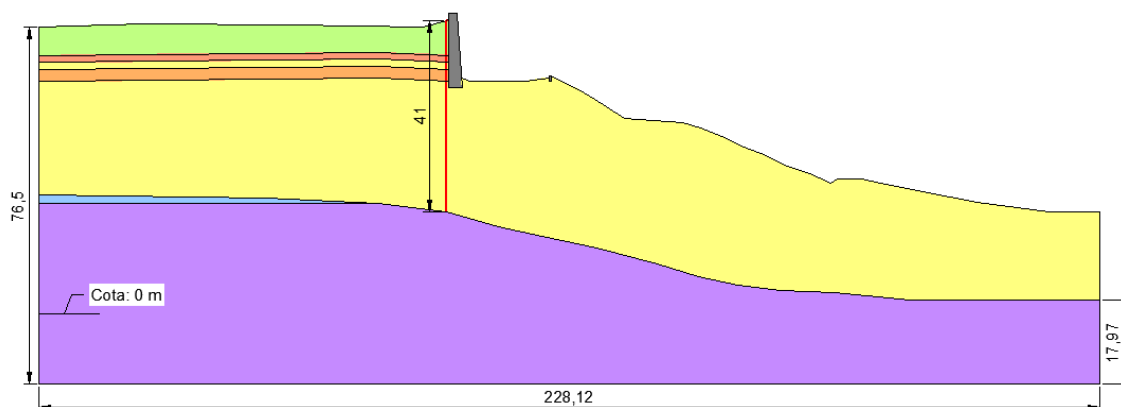


Figura 4.8 – Perfil 3 completo (medidas em metros)

Para passar à modelação propriamente dita foi necessário compreender o funcionamento dos programas de cálculo utilizados, descritos no ponto que se segue.

4.2. INTRODUÇÃO AO SEEP, SLOPE E SIGMA

4.2.1. SEEP

O SEEP/W[®] é um *software* da GEO-SLOPE International Ltd., que tem como base de cálculo o método de elementos finitos, podendo ser utilizado para modelar a percolação hidráulica e a distribuição das pressões neutras (hidrostáticas ou hidrodinâmicas) em meios porosos, tanto em maciços terrosos como rochosos. Com o programa é possível analisar problemas de percolação, tanto simples como de alta complexidade.

Este programa faz uma análise de percolação de forma geral, para modelos de fluxo saturado e não saturado. É formulado com base na condutividade hidráulica e na água contida numa função de curva de retenção do solo ou curva característica. O fluxo em solo não-saturado segue a Lei de Darcy de uma maneira semelhante ao fluxo em solo saturado e é proporcional ao gradiente hidráulico e à condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade(GEO-SLOPE, 2001).

4.2.2. SLOPE

SLOPE/W[®] é um *software* da GEO-SLOPE, tal como o SEEP/W, cuja vertente remete para o cálculo do coeficiente de segurança do solo (cálculo de estabilidade em taludes). Com este programa, pode analisar-se ao mesmo tempo problemas simples e complexos, para uma variedade de formas de superfície, condições de pressão da água, propriedades do solo, métodos de análise, e condições de carga.

Usando o equilíbrio limite, SLOPE / W pode modelar solos heterogéneos, complexas condições de pressão e geometria, e variação na pressão da água, usando uma grande diversidade de modelos de solo. A análise de estabilidade pode ser realizada utilizando parâmetros determinísticos ou probabilísticos.

Por fim, os resultados podem ser apresentados de diferentes maneiras: a superfície de rotura associada ao menor coeficiente de segurança, ou as várias superfícies associadas ao coeficiente de segurança respectivo. Exibe ainda informações como a massa total de deslizamento, e as forças que actuam sobre cada fatia sob a forma de um diagrama de corpo livre e de um polígono força.

4.2.3. SIGMA

O SIGMA/W[®], tal como os programas anteriores, é um software da GEO-SLOPE. Este programa utiliza o método dos elementos finitos para analisar o comportamento de tensão-deformação, planas e bidimensionais. Através desta análise podem ser confirmados parâmetros de resistência e deformabilidade. Esta análise pode ser feita para vários modelos constitutivos de solos elásticos e elasto-plásticos.

Quando estes parâmetros são conhecidos, permite que o SLOPE/W efectue análises com os estados de tensão definidos realisticamente e com deformações associadas, sem as simplificações impostas pelos métodos baseados em equilíbrio limite.

Este programa permite ainda a simulação de uma sequência de execução tal como escavações e aterros ou escavação e escoramento. Quando acoplado com o programa SEEP/W permite também análises de adensamento.

4.3. MODELAÇÃO DOS TRÊS PERFIS

Depois de descritos os programas, será necessário descrever o que neles foi feito. Para a primeira modelação efectuada utilizou-se o programa SEEP/W, para análise de percolação. Sempre que surgirem imagens sobre os materiais, esta corresponderá ao perfil 2, uma vez que este perfil contempla-os a todos.

4.3.1. MODELAÇÃO NO SEEP/W

Como já foi dito anteriormente, este programa fará uma análise da percolação. Será aqui portanto que será introduzido o coeficiente de permeabilidade.

Antes de mais interessa mostrar como funcionam as funções já referidas no capítulo 2. A título de exemplo, a Figura 4.9 mostra a curva de permeabilidade em função da sucção, da função 4.

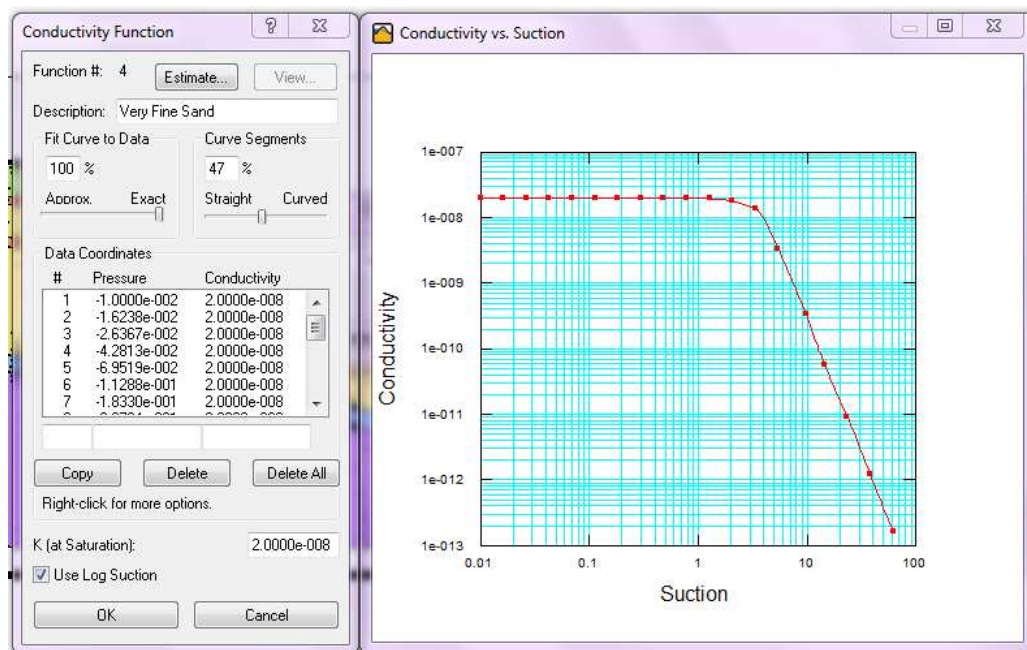
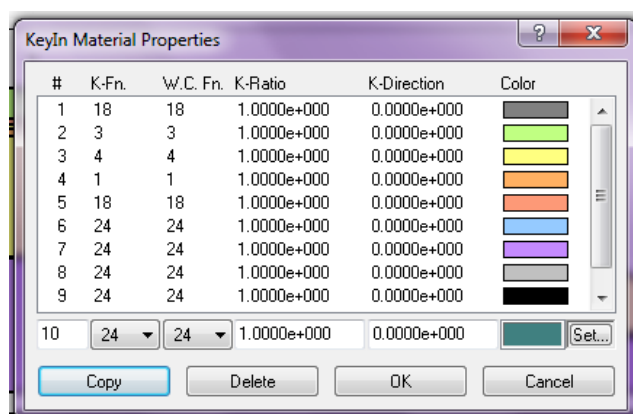


Figura 4.9 – Curva de permeabilidade da função 4

Na figura 4.9 pode-se ver que a permeabilidade diminui quando a sucção aumenta. A diminuição da sucção deve-se ao aumento do grau de saturação do solo, ou seja, à medida que este vai ficando mais saturado a sucção diminui. À medida que o solo fica mais saturado a sua permeabilidade aumenta, e vice-versa.

Seguidamente, foi necessário fazer corresponder uma função a cada material, representando a condutividade hidráulica (K-Fn), e o teor em água (W.C.Fn.). A Figura 4.10 mostra essas correspondências.



#	K-Fn	W.C. Fn	K-Ratio	K-Direction	Color
1	18	18	1.0000e+000	0.0000e+000	
2	3	3	1.0000e+000	0.0000e+000	
3	4	4	1.0000e+000	0.0000e+000	
4	1	1	1.0000e+000	0.0000e+000	
5	18	18	1.0000e+000	0.0000e+000	
6	24	24	1.0000e+000	0.0000e+000	
7	24	24	1.0000e+000	0.0000e+000	
8	24	24	1.0000e+000	0.0000e+000	
9	24	24	1.0000e+000	0.0000e+000	
10	24	24	1.0000e+000	0.0000e+000	

Figura 4.10 – Correspondência das funções aos materiais

Depois de as propriedades dos materiais já estarem definidas, foi necessário definir o nível de água em cada perfil. Esta definição foi semelhante nos três perfis. Na parte superior, já numa zona que não pertence ao baluarte, onde as habitações estão edificadas, admitiu-se que o nível de água estaria ao nível do torrão; na parte baixa, junto ao rio, admitiu-se que a água atingiria a cota do próprio rio. Escolher um nível de água superior na zona edificada prende-se com o facto de as condições hidrológicas não dependerem só da infiltração das águas das chuvas, mas também de vazamentos nas tubagens de águas e/ou esgotos.

Estas condições encontram-se representadas com pontos vermelhos como se pode ver na Figura 4.11, que apresenta o perfil 2 a título de exemplo. Os restantes pontos (pretos) serviram apenas para definir as regiões.

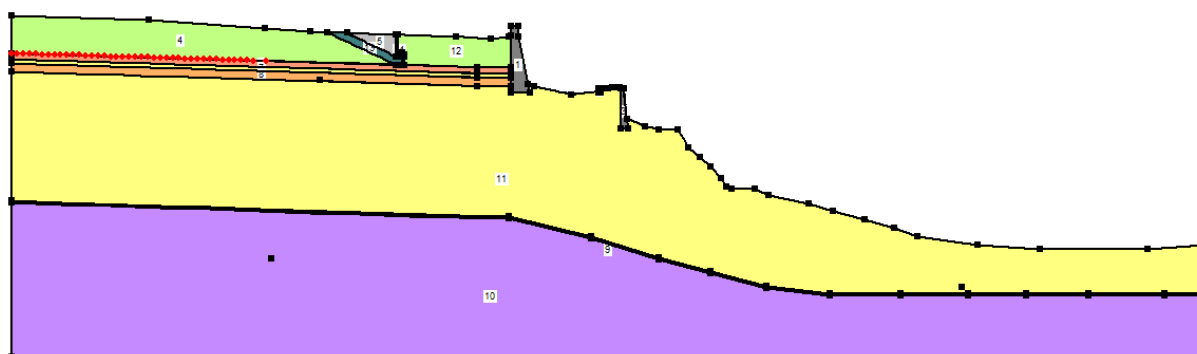


Figura 4.11 – Perfil 2 com condições de nível de água

Estes pontos vermelhos inserem-se nas condições fronteira. Neste caso, admite-se que a carga total corresponde à cota daquele ponto. Na seguinte figura, Figura 4.12, apresenta-se a condição que seria posta num ponto com cota igual a 58 metros.

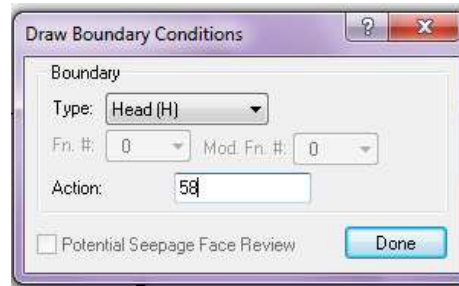


Figura 4.12 – Condição de carga total

Depois de realizados todos estes passos passou-se para a modelação no programa SLOPE.

4.3.2. MODELAÇÃO NO SLOPE/W

Uma vez que este programa é o que permite fazer a análise da estabilidade determinando os diferentes coeficientes de segurança associados a cada superfície de rotura, foi neste passo necessário introduzir os parâmetros de resistência, como o ângulo de atrito e a coesão em termos de tensões efectivas. Foi também aqui que se introduziu o peso volúmico, como demonstra a Figura 4.13, servindo o material 1 de exemplo.

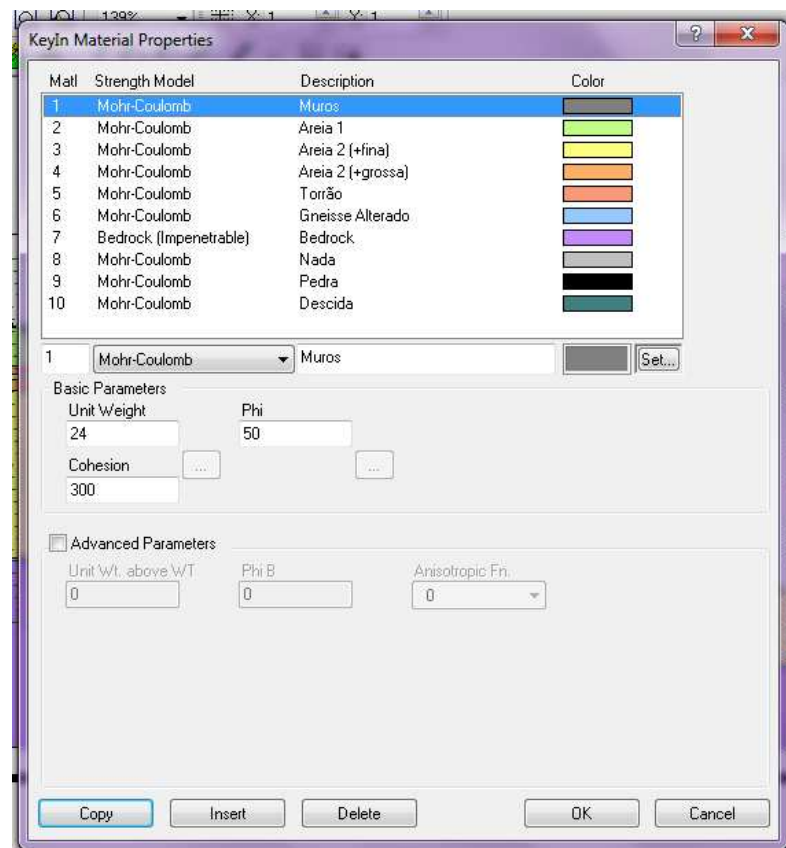


Figura 4.13 – Propriedades resistentes dos materiais (Peso volúmico em kN/m^3 , coesão em kPa, e ângulo de atrito em graus)

Pela imagem pode também confirmar-se que o critério de resistência adoptado foi sempre o de Mohr-Coulomb.

Foi ainda necessário utilizar um aterro para simular a força permanente que as habitações representam. Utilizou-se um aterro com 3 metros de altura e 10 kN/m^3 de peso volúmico para garantir uma força de 30 kN/m^2 . As restantes características foram escolhidas de forma a que não interferissem na análise.

Para prosseguir com o cálculo foi necessário definir uma grelha que definisse os centros de rotação, e as tangentes que definissem o raio. Para melhor compreender este desenvolvimento apresenta-se a Figura 4.14.

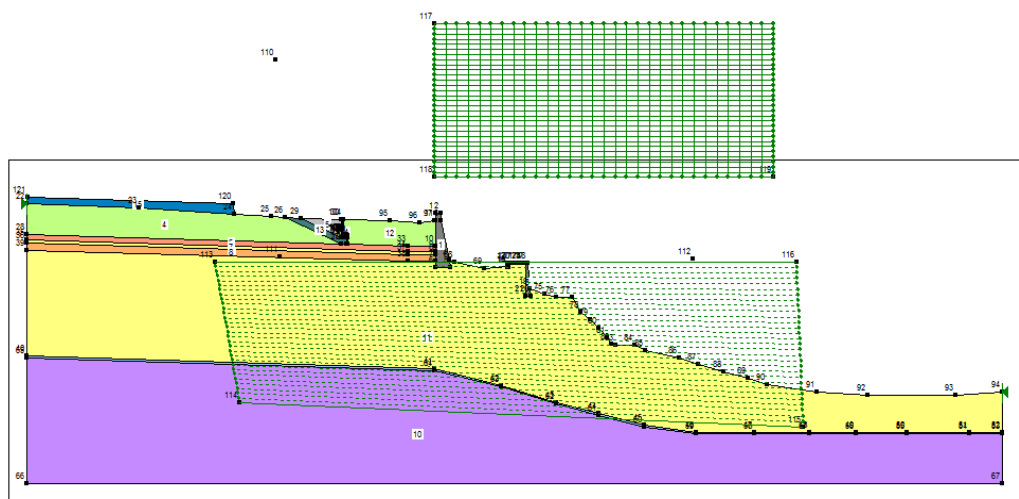


Figura 4.14 – Definição do centro de rotação e do raio da superfície de deslizamento

Pode então passar-se para a modelação no programa SIGMA.

4.3.3. MODELAÇÃO NO SIGMA/W

Para relacionar as forças aplicadas com as deformações sofridas, os parâmetros que se impõem são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

Para simplificar, o modelo utilizado para o comportamento dos solos foi o linear-elástico, tendo o parâmetro de rigidez sido considerado constante ao longo da camada, não reflectindo o que realmente aconteceria.

Os coeficientes A e B (parâmetros de Skempton) são considerados 0, por se tratar de uma análise em tensões efectivas. As propriedades dos materiais estão representadas na Figura 4.15, apresentando-se o material 2 a título de exemplo.

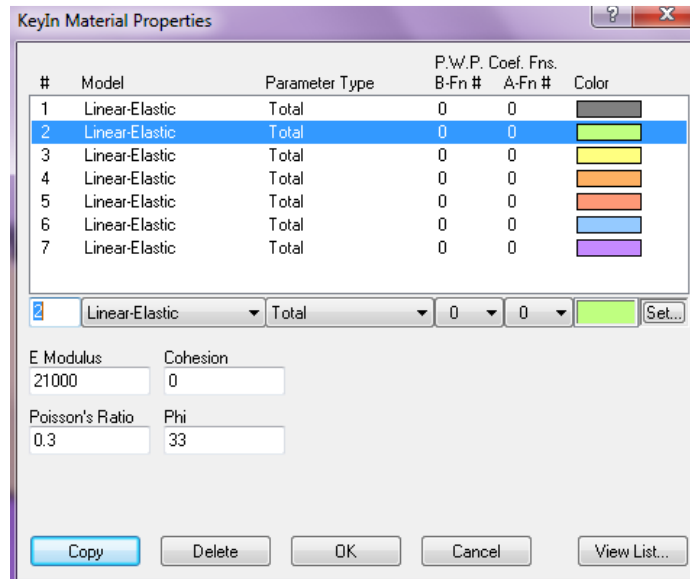


Figura 4.15 – Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, material 2 (Módulo de elasticidade em kPa, coeficiente de Poisson sem unidades, coesão em kPa, ângulo de atrito em graus)

Foi depois necessário definir as forças que actuam ao longo do perfil. Foi considerada uma força de 2 kN/m² em sítios só acessíveis a pessoas (zona do baluarte), e uma força de 30 kN/m², como já tinha sido referido, onde existem casas e o movimento dos carros.

Para introduzir essas forças utilizou-se mais uma vez condições fronteira. Estas forças podem ser colocadas em várias direcções, como ilustra a Figura 4.16.

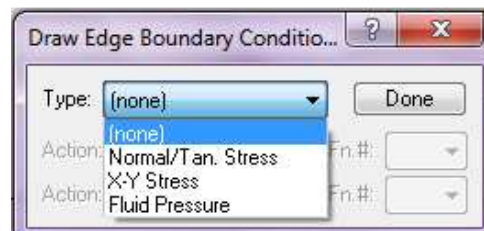


Figura 4.16 – Aplicação de forças

Com a colocação destas forças chegamos à Figura 4.17.

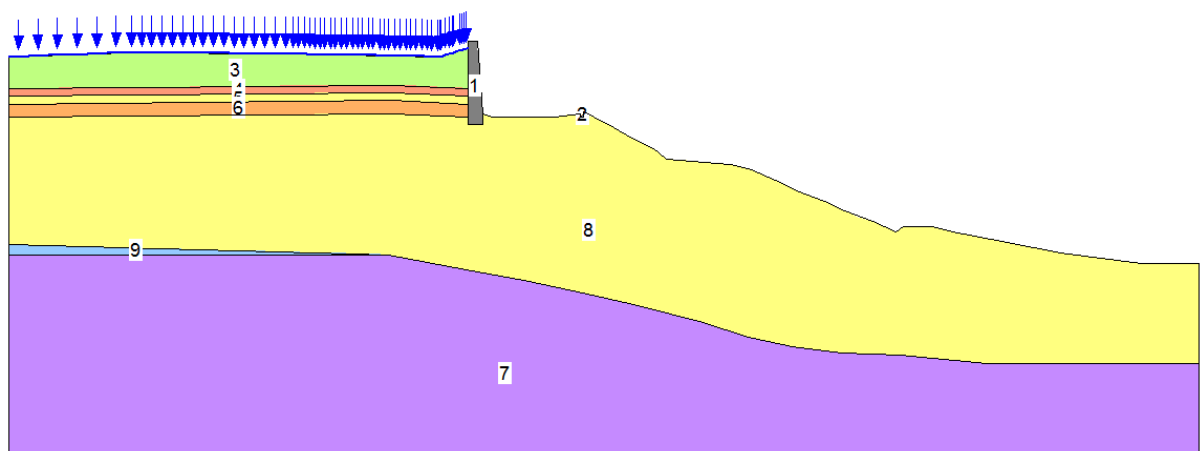


Figura 4.17 – Aplicação das forças, perfil 3 (exemplo)

Foi ainda necessário definir a condição fronteira do terreno. Na zona inferior os deslocamentos serão travados nas duas direcções, como apresenta a Figura 4.18.

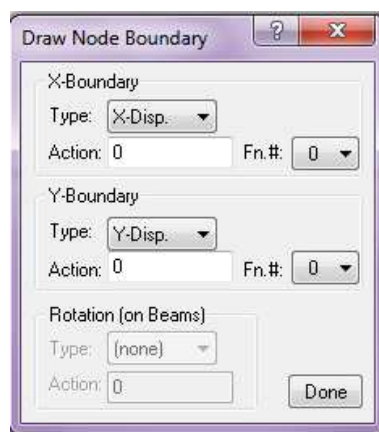


Figura 4.18 – Condições fronteira do terreno – deslocamentos nulos

Na zona de fronteira lateral dos terrenos os movimentos horizontais serão impedidos, só podendo sofrer movimentos verticais.

Na Figura 4.19 apresenta-se a modelação final do perfil no programa SIGMA.

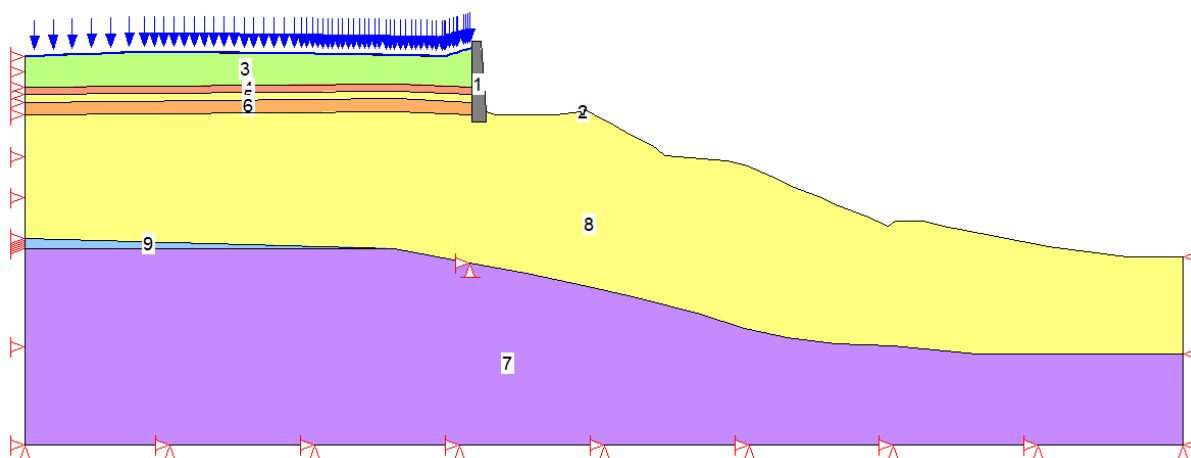


Figura 4.19 – Modelação final do perfil 3 (exemplo)

Após estes passos serem repetidos em todos os perfis foi possível passar-se à análise de estabilidade propriamente dita, obtendo os resultados apresentados nos capítulos seguintes.

5

RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO

Antes de passar à análise de estabilidade, foi feita uma análise de percolação.

Utilizando o programa SEEP/W, para cada perfil, analisou-se a variação da carga total e dos vectores de velocidade. A título de exemplo, apresenta-se na Figura 5.1 o resultado obtido para o perfil 3.

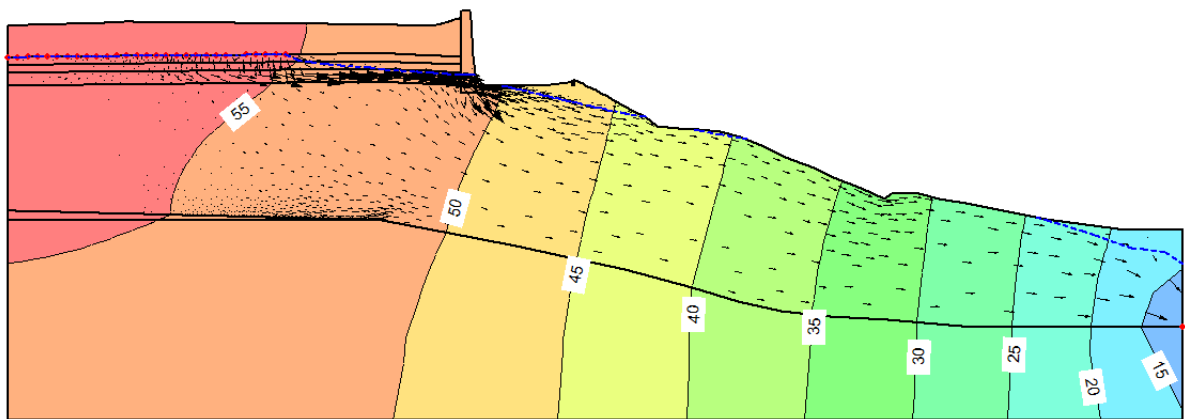


Figura 5.1 – Análise de percolação do perfil 3, para $k_3=4,3e^{-6}$ m/s

Analisando a figura apresentada, vemos que a água segue preferencialmente pela areia mais grossa, como seria de esperar, aumentando aí a sua velocidade (maior dimensão das setas indica valores maiores de velocidade). Ao chegar à muralha segue uma trajectória descendente, tendo em alguns pontos um aspecto circular, até à zona baixa.

Seguidamente fez-se variar a permeabilidade do material que mais influencia o regime de percolação. A permeabilidade do material 3, areia 2 mais fina, foi variada para os valores de $4,3 \times 10^{-5}$ m/s e de $4,3 \times 10^{-8}$ m/s, aumentado e diminuindo a permeabilidade, respectivamente. Nas Figuras 5.2 e 5.3 estão apresentados estas duas variações.

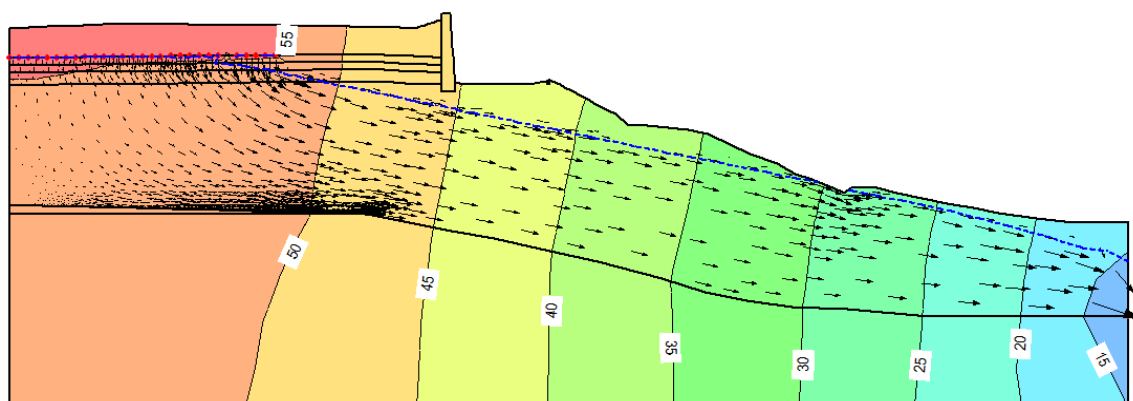


Figura 5.2 - Análise de percolação do perfil 3, para $K_3=4,3 \times 10^{-5}$ m/s

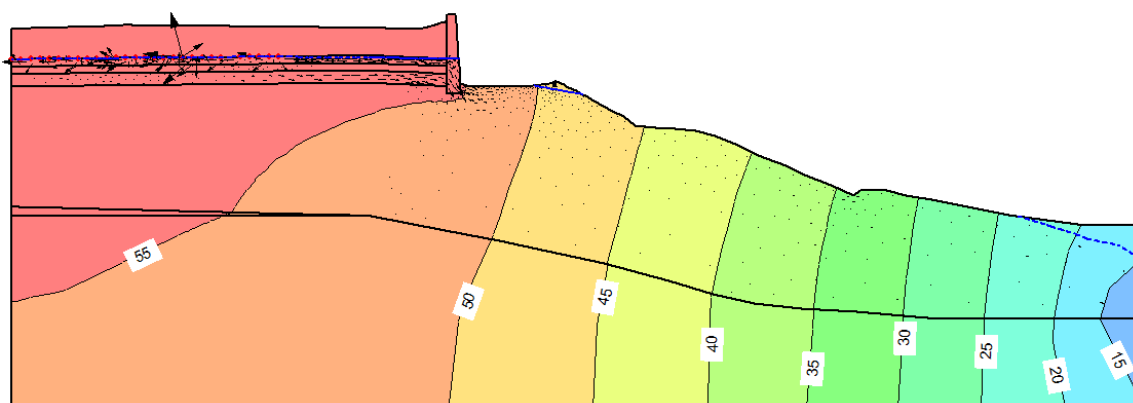


Figura 5.3 - Análise de percolação do perfil 3, para $K_3=4,3 \times 10^{-8}$ m/s

Na Figura 5.2, com o aumento da permeabilidade, o nível freático desce muito antes de encontrar a muralha descendo gradualmente encosta abaixo. De notar de existe uma maior percolação na parte superior do gneisse alterado, funcionando este como barreira impermeável.

Já na Figura 5.3, com a diminuição da permeabilidade, acontece exactamente o contrário. A água tem tendência a manter-se próxima da superfície, existindo pouca percolação junto à muralha, mantendo a superfície livre muito elevada. Devido à baixa permeabilidade do material 3, as setas que representam o sentido de percolação mostram-se estranhas, havendo fugas pontuais.

5.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA, FS

Para a determinação do coeficiente de segurança, em relação à presença de água, foram consideradas as três opções consideradas no ponto 5.1, e foi ainda considerada uma opção sem água.

Fez-se ainda uma variação da coesão, aumentando este valor para 10 e 20 kPa, a fim de conhecer melhor o comportamento do solo. Esta variação foi imposta nos materiais que anteriormente tinham coesão nula, mantendo-se a dos restantes igual.

Nos seguintes quadros estão apresentados os coeficientes de segurança para os diversos casos, apresentando os valores para os diversos métodos de cálculo anteriormente já descritos. Os valores apresentados tratam-se a partir do menor valor encontrado com significado físico.

Quadro 5.1 – Coeficiente de segurança mínimo, perfil 1

Coesão (kPa)	Métodos	Permeabilidade (m/s)			
		sem água	$4,3 \times 10^{-5}$	$4,3 \times 10^{-6}$	$4,3 \times 10^{-8}$
0	Fellenius	1,628	1,205	1,316	1,409
	Bishop	1,816	1,301	1,530	1,625
	Janbu	1,645	1,242	1,370	1,452
	Morgenstern e Price	1,815	1,305	1,629	1,489
10	Fellenius	1,814	1,258	1,498	1,498
	Bishop	2,002	1,384	1,714	1,714
	Janbu	1,820	1,304	1,541	1,541
	Morgenstern e Price	2,000	1,389	1,717	1,717
20	Fellenius	1,999	1,356	1,685	1,685
	Bishop	2,188	1,396	1,752	1,752
	Janbu	1,995	1,364	1,702	1,702
	Morgenstern e Price	2,185	1,398	1,753	1,753

Quadro 5.2 – Coeficiente de segurança mínimo, perfil 2

Coesão (kPa)	Métodos	Permeabilidade (m/s)			
		sem água	$4,3 \times 10^{-5}$	$4,3 \times 10^{-6}$	$4,3 \times 10^{-8}$
0	Fellenius	1,123	1,177	0,863	0,824
	Bishop	1,173	1,289	1,052	1,043
	Janbu	1,125	1,162	0,931	0,973
	Morgenstern e Price	1,171	1,293	1,081	1,064
10	Fellenius	1,207	1,421	1,124	1,124
	Bishop	1,331	1,544	1,201	1,201
	Janbu	1,266	1,410	1,125	1,125
	Morgenstern e Price	1,327	1,545	1,205	1,205
20	Fellenius	1,416	1,201	1,368	1,368
	Bishop	1,475	1,340	1,461	1,461
	Janbu	1,407	1,214	1,379	1,379
	Morgenstern e Price	1,470	1,341	1,463	1,463

Quadro 5.3 – Coeficiente de segurança mínimo, perfil 3

Coesão (kPa)	Métodos	Permeabilidade (m/s)			
		sem água	$4,3 \times 10^{-5}$	$4,3 \times 10^{-6}$	$4,3 \times 10^{-8}$
0	Fellenius	1,338	1,214	0,789	0,677
	Bishop	1,503	1,347	1,076	0,854
	Janbu	1,356	1,262	0,924	0,779
	Morgenstern e Price	1,504	1,353	1,103	0,878
10	Fellenius	1,600	1,342	1,013	0,845
	Bishop	1,773	1,512	1,113	0,898
	Janbu	1,618	1,401	1,053	0,872
	Morgenstern e Price	1,771	1,518	1,190	0,903
20	Fellenius	1,863	1,466	1,201	0,989
	Bishop	2,039	1,656	1,307	1,094
	Janbu	1,879	1,530	1,238	1,034
	Morgenstern e Price	2,036	1,662	1,312	1,101

Em relação à coesão, como seria de esperar, à medida que esta aumenta o coeficiente de segurança também aumenta. Como se pode ver na figura 5.4, no perfil 1 o coeficiente de segurança já começa a estabilizar, enquanto que nos perfis 2 e 3 com o aumento da coesão este continuaria a aumentar. Por todos os casos serem semelhantes apresenta-se apenas o gráfico para a condição de permeabilidade menos favorável ($k_3=4,3 \times 10^{-8}$ m/s).

Os valores que constam nos seguintes gráficos são referentes ao método de Bishop.

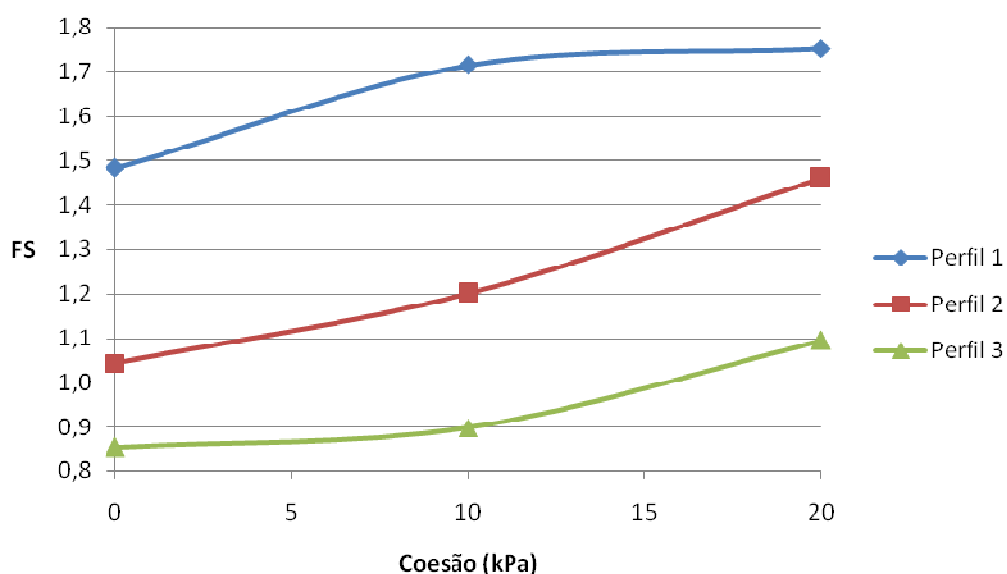


Figura 5.4 – Gráfico da variação do coeficiente de segurança em função da variação da coesão

Quanto à presença de água, nos perfis 2 e 3, a pior situação aparece quando existe água em excesso, como estava previsto. O perfil 1 apresenta menores valores de coeficientes de segurança para maior permeabilidade, como se pode verificar nas figuras 5.5, 5.6 e 5.7.

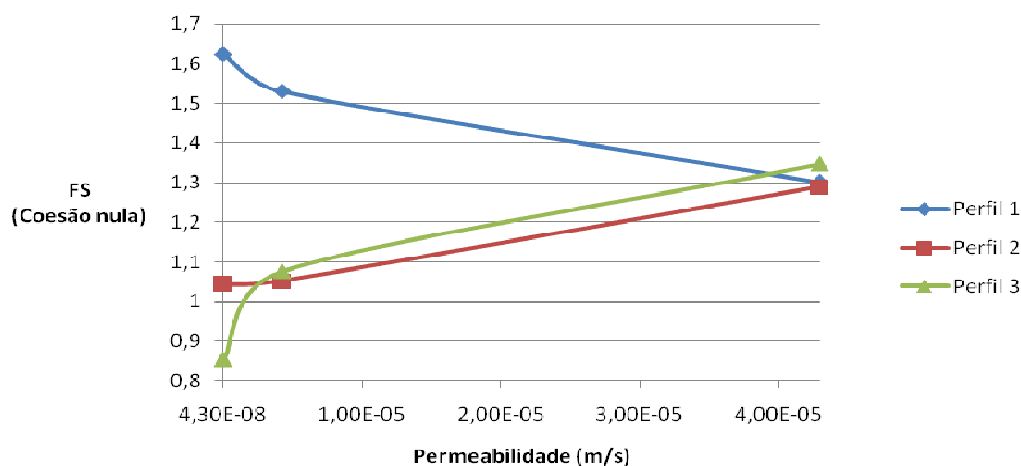


Figura 5.5 – Gráfico da variação do coeficiente de segurança em função da variação da permeabilidade, $c'=0$ kPa

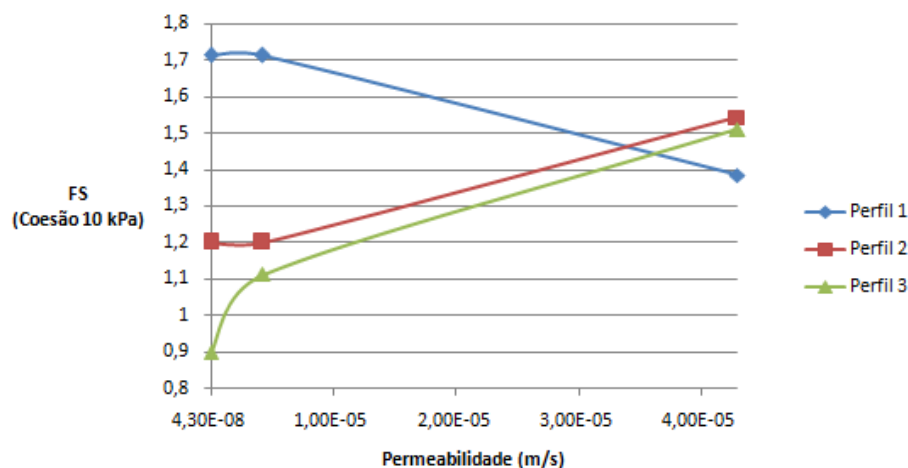


Figura 5.6 – Gráfico da variação do coeficiente de segurança em função da variação da permeabilidade, $c'=10$ kPa

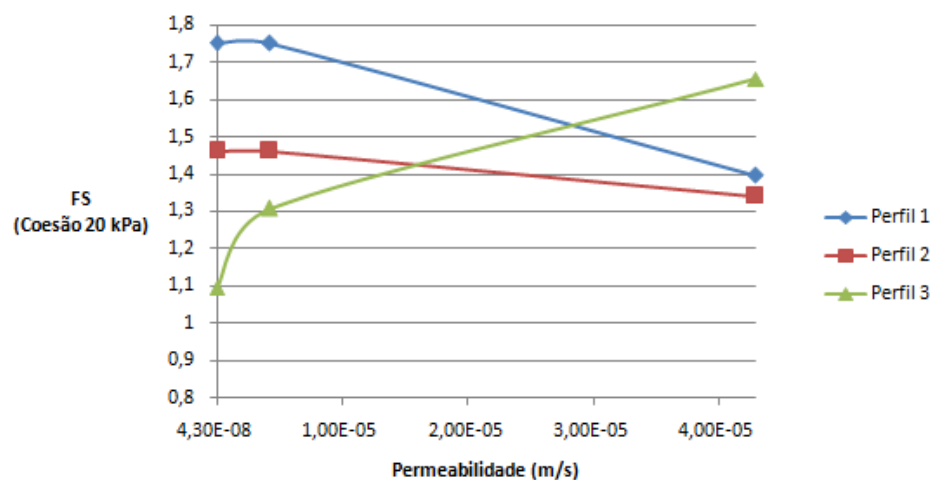


Figura 5.7 – Gráfico da variação do coeficiente de segurança em função da variação da permeabilidade, $c'=20$ kPa

No perfil 2, para uma coesão de 20 kPa, a evolução do coeficiente de segurança não segue a tendência, diminuindo com o aumento da permeabilidade.

O facto de no perfil 1 o coeficiente de segurança diminuir quando a permeabilidade aumenta é justificável. Uma vez que a água tem preferência em percolar pelo material 3, de maior permeabilidade, ao chegar à outra areia, em vez de baixar, segue ao mesmo nível para a areia 2 mais fina, mantendo o nível freático (Figuras 5.8 e 5.9).

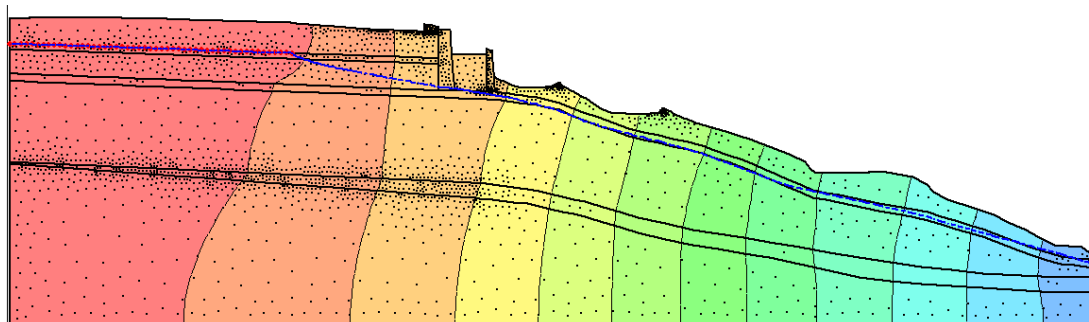


Figura 5.8 – Análise percolação perfil 1, permeabilidade normal

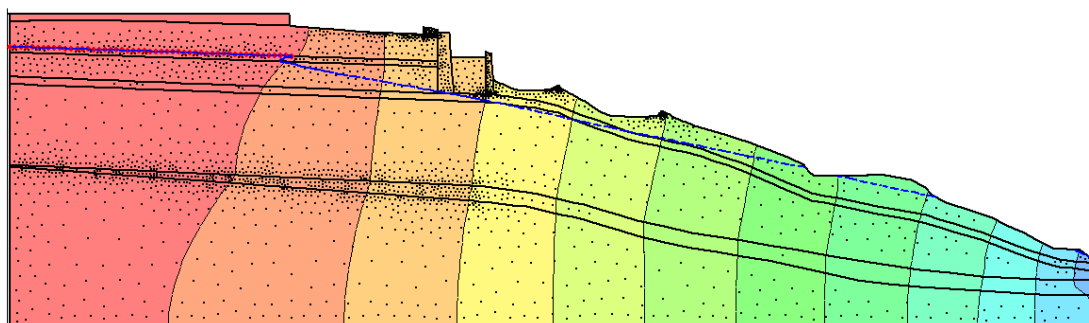


Figura 5.9 – Análise percolação perfil 3, maior permeabilidade material 3

Conclui-se então que no perfil 1 o nível freático não sobe de forma linear com a diminuição da permeabilidade do material 3.

Na figura 5.10 apresenta-se a variação do coeficiente de segurança com a variação do nível freático para o caso da coesão nula.

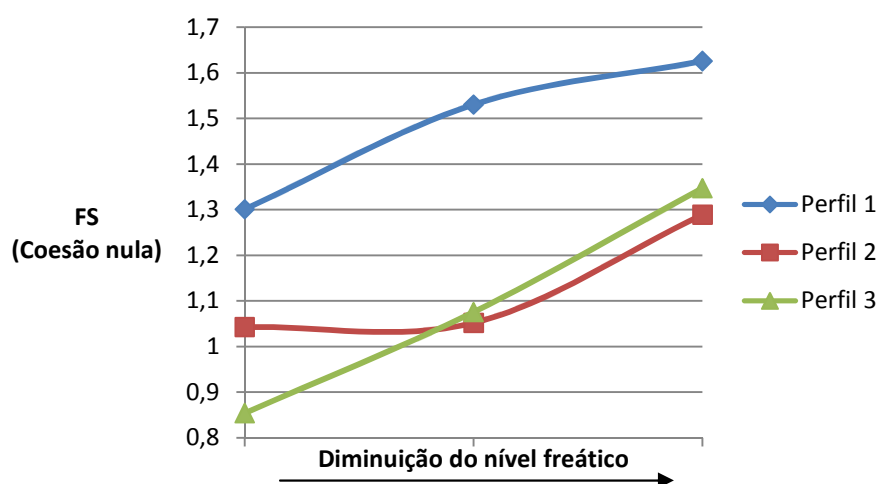


Figura 5.10 – Gráfico da variação do coeficiente de segurança em função da variação do nível freático

Como seria de esperar, em todos os perfis o coeficiente de segurança aumenta com a diminuição do nível freático.

Nas seguintes imagens (Figura 5.11, 5.12, e 5.13) encontram-se apresentadas as superfícies de deslizamento correspondentes ao menor coeficiente de segurança em cada perfil.

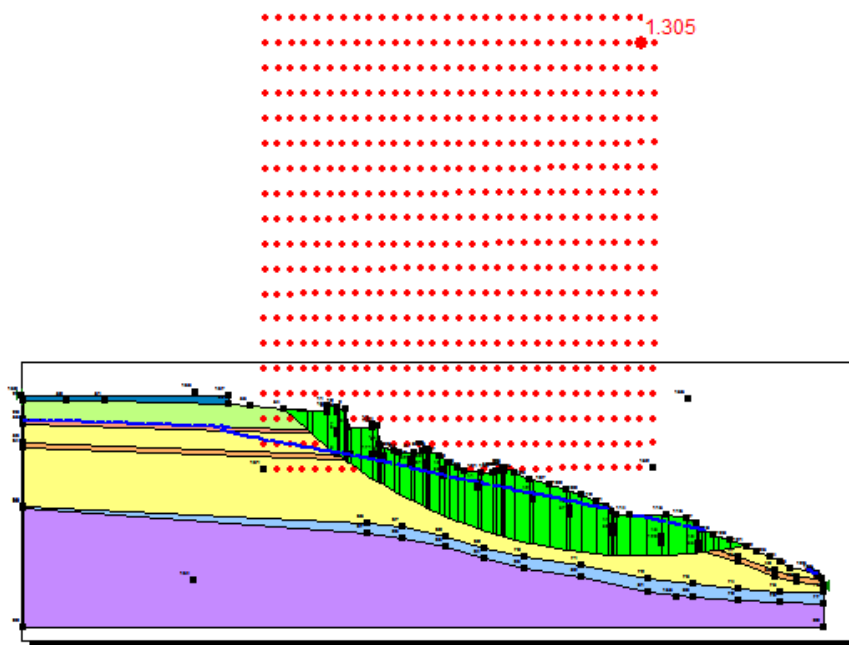


Figura 5.11 – Superfície de deslizamento associada ao menor coeficiente de segurança do perfil 1

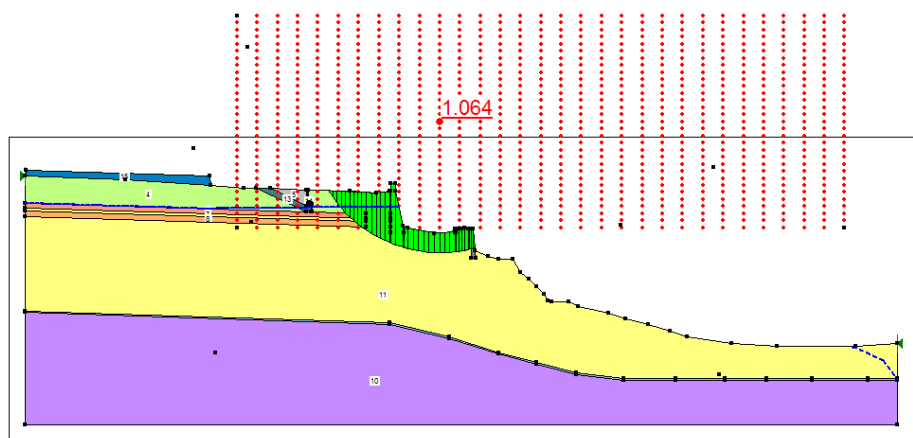


Figura 5.12 – Superfície de deslizamento associada ao menor coeficiente de segurança do perfil 2

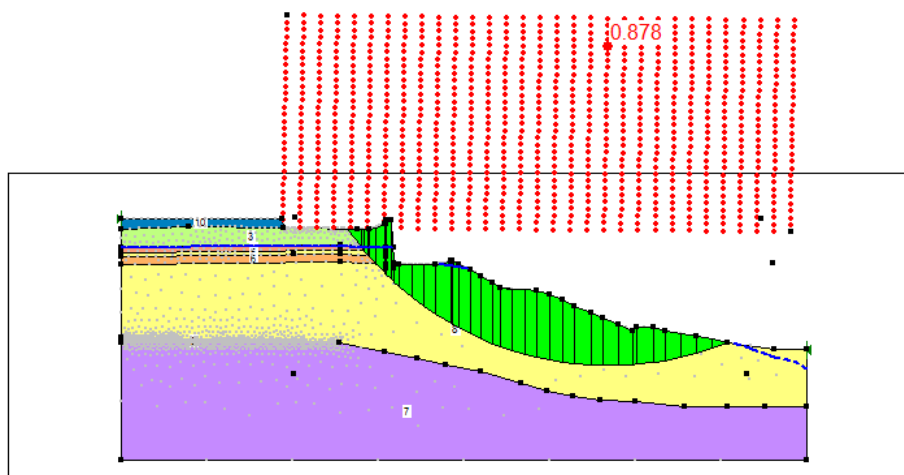


Figura 5.13 – Superfície de deslizamento associada ao menor coeficiente de segurança do perfil 3

No perfil 1 e 3, a superfície de rotura abrange todo o talude. No perfil 2 o menor coeficiente de segurança aparece para uma rotura apenas na parte superior. Admite-se então que neste perfil a parte superior se deslocará mais do que o conjunto. Tal conclusão pode ajudar a perceber porque a razão a monitorização revela um deslocamento muito superior ao apresentado nos perfis 1 e 3.

5.3. VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

Nesta fase de análise tentou-se encontrar os motivos para os deslocamentos que se identificam nos relatórios de observação que a empresa Mota-Engil preparou para o IGESPAR. Para atingir esta convergência foram inicialmente introduzidas sobrecargas e aumentando os seus valores, passando-se depois à diminuição do módulo de deformabilidade dos solos. Tentou ainda perceber-se qual a razão porque o deslocamento aumenta do fundo até ao topo dos inclinómetros de forma gradual, como demonstram os registos do Anexo A4.

Os deslocamentos apresentados nos perfis 1 e 3 correspondem ao deslocamento B, e no perfil 2 à soma vectorial dos deslocamentos A e B (Figura 5.14). O deslocamento máximo no perfil 1 é 5,28 mm, no perfil 2 42,32 mm e no perfil 3 5,93 mm.

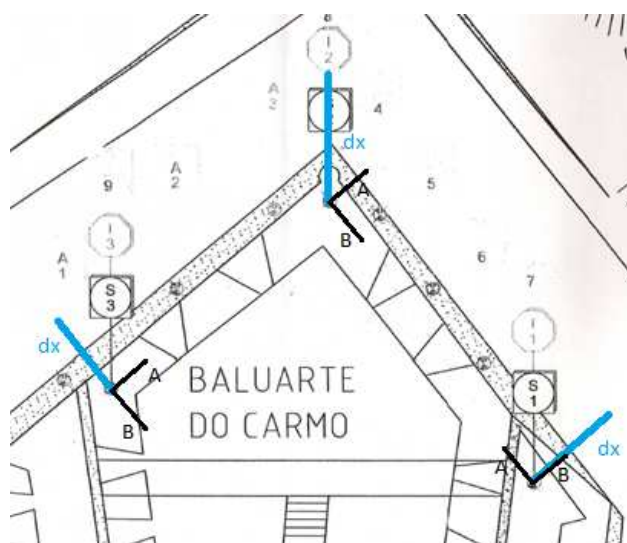


Figura 5.14 – Esquema de comparação dos deslocamentos

5.3.1. AUMENTO DOS VALORES DAS SOBRECARGAS

A primeira hipótese para verificar os deslocamentos ocorridos foi admitir a existência de uma sobrecarga superior ao definido anteriormente. O estudo iniciou-se considerando os valores descritos no ponto sobre modelação, sendo depois aumentada a sobrecarga na zona das casas. Os valores apresentados no quadro 5.4 reflectem essa variação.

Quadro 5.4 – Variação dos deslocamentos com a variação da sobrecarga sobre a zona das casas

F (kN/m ²)	P1		P2		P3	
	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)
30	2,84	1,49	3,00	1,18	2,81	1,09
60	5,67	1,75	5,99	1,41	5,58	1,23
70	6,61	1,84	6,99	1,49	6,50	1,28
100	9,44	2,10	9,98	1,73	9,26	1,42
450	42,40	5,15	44,80	4,47	41,50	3,04
1000	94,30	9,94	99,60	8,78	92,10	5,59

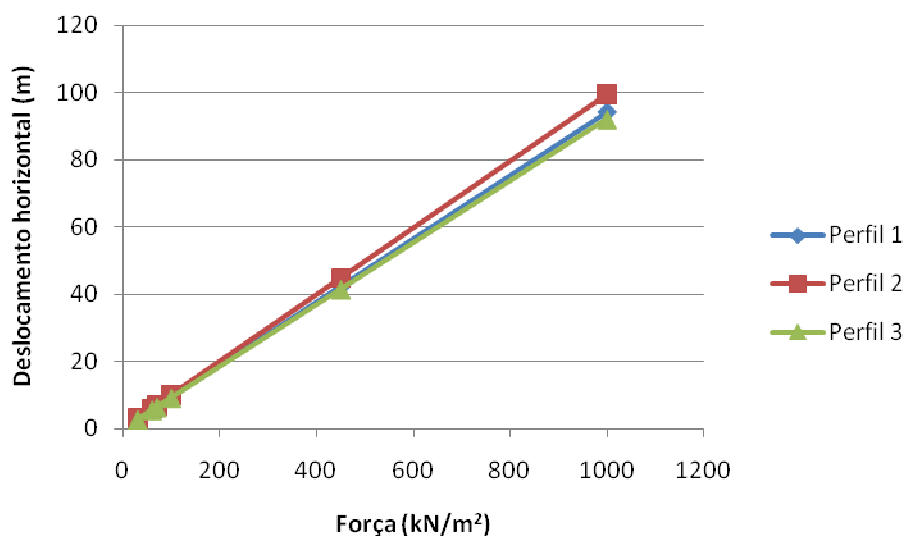


Figura 5.15 – Gráfico da variação do deslocamento horizontal com o aumento das forças

Com a observação do quadro 5.4 verifica-se que para atingir o deslocamento registado à superfície no perfil 2 a força teria de ser muito aumentada, não sendo esta susceptível a tal variação. Observando-se a figura 5.15 pode-se concluir que os deslocamentos crescem de forma linear, sendo que o que cresce mais é o perfil 2, depois o perfil 1, e por fim o perfil 3.

O aumento da sobrecarga à superfície do próprio baluarte também foi considerado, no entanto, pouco fez variar os deslocamentos (Quadro 5.5), não sendo portanto uma causa considerada.

Quadro 5.5 - Variação dos deslocamentos com a variação da sobrecarga sobre a zona do baluarte

F (kN/m ²)	P1		P2		P3	
	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)
2	2,84	0,38	2,99	0,33	2,77	0,23
5	2,84	3,33	3,03	2,60	2,89	2,52
10	2,86	6,39	3,07	4,96	3,01	4,90
20	2,89	12,50	3,15	9,68	3,26	9,66

5.3.2. DIMINUIÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Desta vez, para tentar chegar aos deslocamentos existentes, começou por se diminuir o valor do módulo de deformabilidade do material 3, o que poderá representar com maior realismo a perda de estabilidade e excesso de deformação.

Admite-se que este valor pode baixar devido à presença de água. A própria água potencia a diminuição da rigidez, ou porque a tensão efectiva diminui ou porque a mesma pode carrear finos aumentando o índice de liquidez (o inverso da consistência), fazendo o módulo de deformabilidade baixar ainda mais.

Para calcular os deslocamentos foram impostas as forças que normalmente existem ao longo dos perfis: 30 kN/m² para a zona das casas e 2 kN/m² na zona do baluarte. Para a realização desta análise considera-se que o solo 3 apresenta a menor das permeabilidades.

Para tais condições, os valores encontrados apresentam-se no seguinte quadro.

Quadro 5.6 – Variação dos deslocamentos com a diminuição de E₃

E3 (MPa)	P1		P2		P3	
	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)
35	3,26	0,45	2,98	0,64	2,76	0,71
30	3,82	0,53	3,56	0,75	3,13	0,81
20	5,39	0,76	5,21	1,03	4,00	1,08
15	6,83	0,98	6,72	1,29	4,54	1,29
10	9,34	1,40	9,37	1,67	4,89	1,57
5	15,00	2,50	15,00	1,96	2,65	1,78

Para esta variação verifica-se que apenas no perfil 1 se chega ao valor pretendido. Mantendo o valor de E₃ em 15 MPa, fez-se variar o módulo de deformabilidade do material 2 (material que mais irá contribuir para esse fim a seguir ao 3).

Quadro 5.7 – Variação dos deslocamentos com a diminuição de E_2

E_2 (MPa)	P1		P2		P3	
	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)	dx (mm)	dy (mm)
20	6,83	9,83	6,72	1,29	4,54	1,29
15	6,94	1,01	6,90	1,38	4,96	1,41
10	7,05	1,03	7,05	1,52	5,41	1,56
5	7,21	1,07	7,19	1,84	5,95	1,89

Para o valor de E_2 igual a 5 MPa o valor do deslocamento no perfil 3 é atingido, no entanto, este valor do módulo de deformabilidade é exageradamente baixo.

Seguidamente a figura 5.16 mostra como a variação do módulo de deformabilidade influencia o deslocamento horizontal.

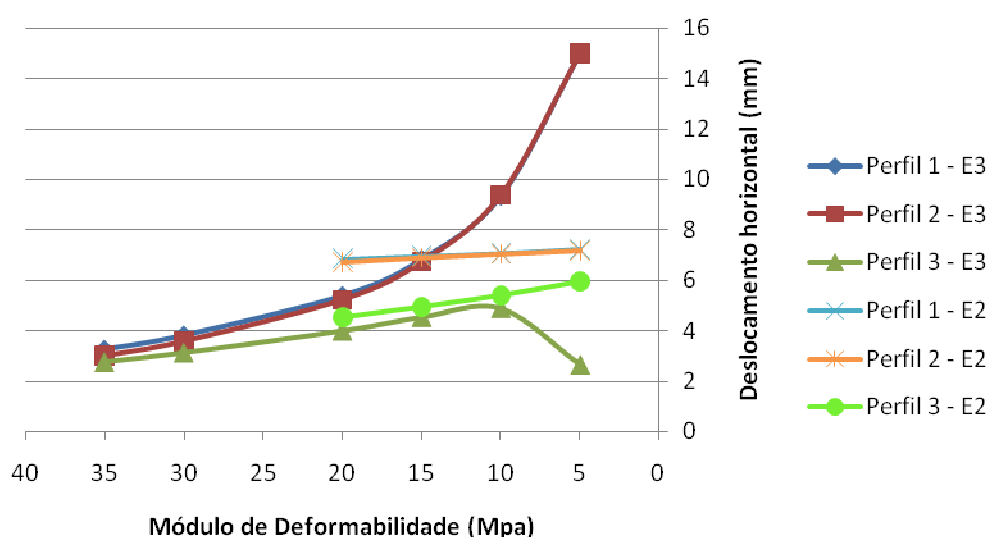


Figura 5.16 – Gráfico da variação do deslocamento horizontal nos três perfis em função da variação do módulo de deformabilidade dos materiais 2 e 3 (E_2 e E_3)

Da leitura da figura 5.16 pode-se confirmar que o material 3 é o que mais influencia esta análise de tensão-deformação, pois para a mesma variação do módulo de deformabilidade, apresenta maiores variações do deslocamento horizontal.

Ve-se ainda que no perfil 3 quando o valor de E_3 chega aos 5 MPa, o deslocamento horizontal diminui. Esta diminuição existe devido ao exagerado assentamento, que acaba por contrariar o deslocamento.

Como o valor do deslocamento no perfil 2 ainda está longe de ser atingido com estas variações, admitiu-se para todos os solos um módulo de deformabilidade de 10 MPa. Ainda assim o valor de deslocamento obtido é da ordem dos 10,1 mm (Figura 5.17), muito aquém dos 42,3 mm pretendidos.

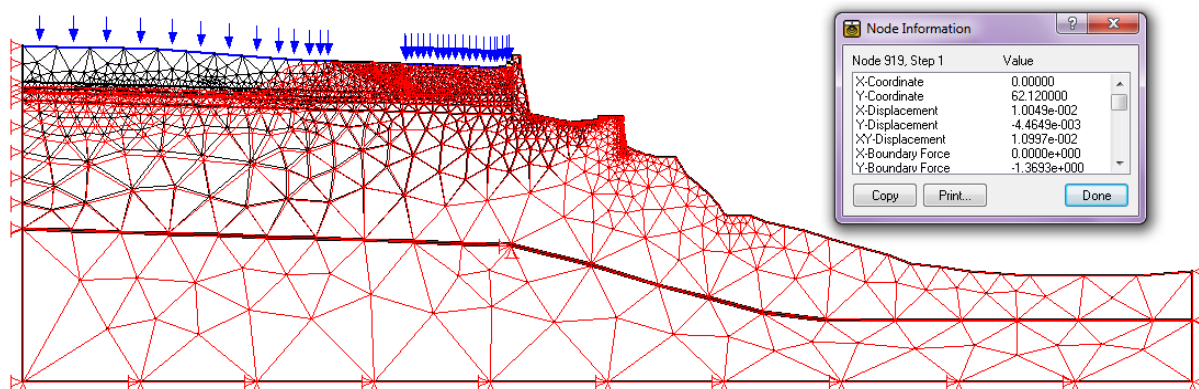


Figura 5.17 – Deformada e informação do ponto correspondente à superfície do inclinómetro, perfil 2

Após esta análise tentou-se ver se o impedimento ou não do deslocamento horizontal na parte interior do perfil interferia nos valores dos deslocamentos superiores. Foi também deixado livre o ponto que coincide com o ponto de encastramento do inclinómetro. A figura 5.18 apresenta o resultado.

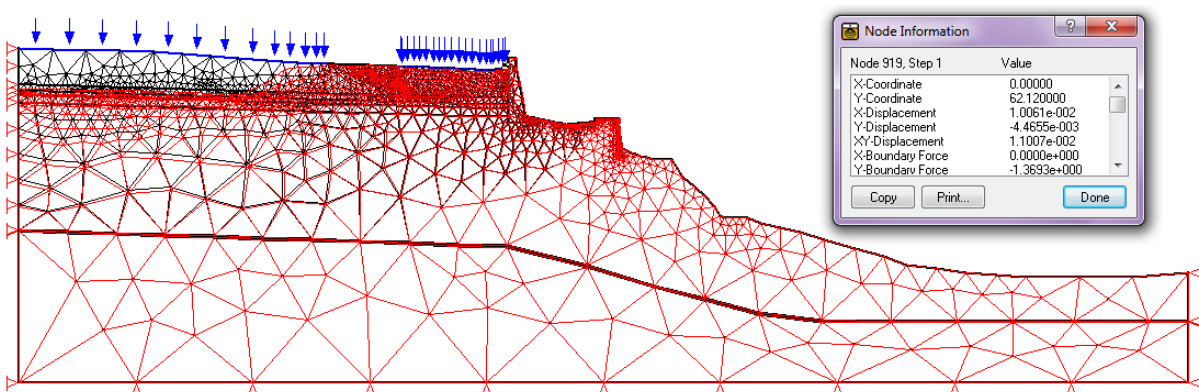


Figura 5.18 - Deformada e informação do ponto correspondente à superfície do inclinómetro, perfil 2, para movimento horizontal livre na zona inferior do perfil

Comparando as duas imagens observa-se que as deformadas são muito semelhantes, assim como os deslocamentos encontrados. Com a exclusão dos apoios horizontais o deslocamento passou de 10,05 cm para 10,06 cm, concluindo-se que tal variação não seria fundamental para a análise, uma vez que inseria apenas uma pequena variação.

5.3.3. AUMENTO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA COM A PROFUNDIDADE

Com o objectivo de explicar o porquê do deslocamento ser superior junto à superfície e ir decrescendo à medida que a profundidade aumenta, aparentando até um movimento translacional na parte superior, fez-se um estudo de como variaria o coeficiente de segurança à medida que a superfície de deslizamento baixava. As seguintes figuras (5.19, 5.20, 5.21, e 5.22) apresentam esse estudo. A numeração dos coeficientes de segurança evolui da superfície, com o número 1, para a base, até ao número 4.

Não houve o cuidado de procurar coeficientes de segurança mínimos, mas apenas de ver a sua evolução. O centro de rotação não está na posição definitiva para facilitar a leitura das imagens.

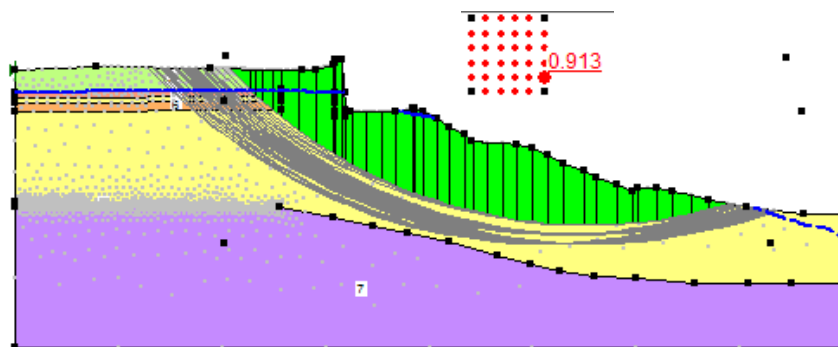


Figura 5.19 – Coeficiente de segurança 1, mais à superfície

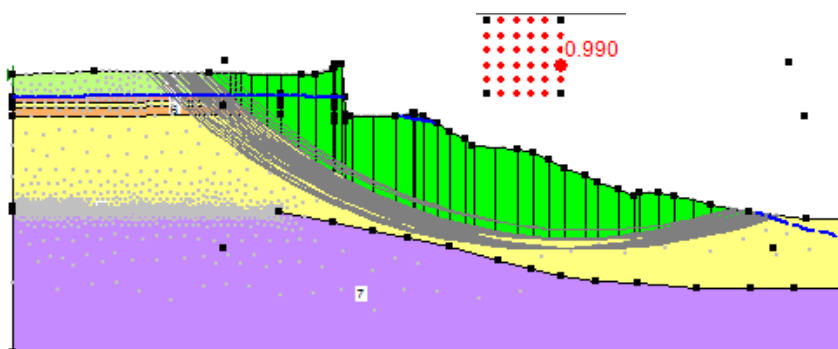


Figura 5.20 – Coeficiente de segurança 2

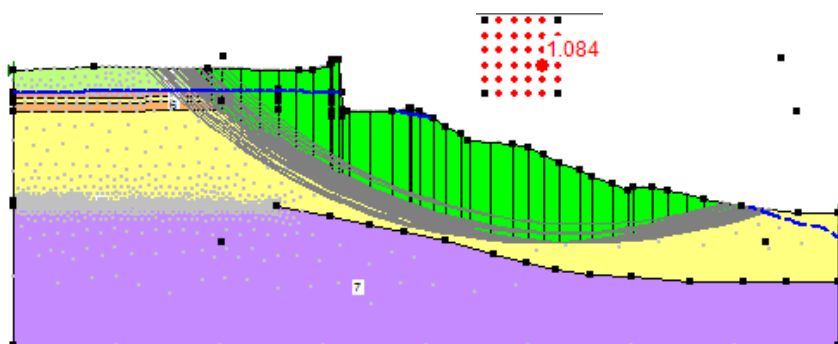


Figura 5.21 – Coeficiente de segurança 3

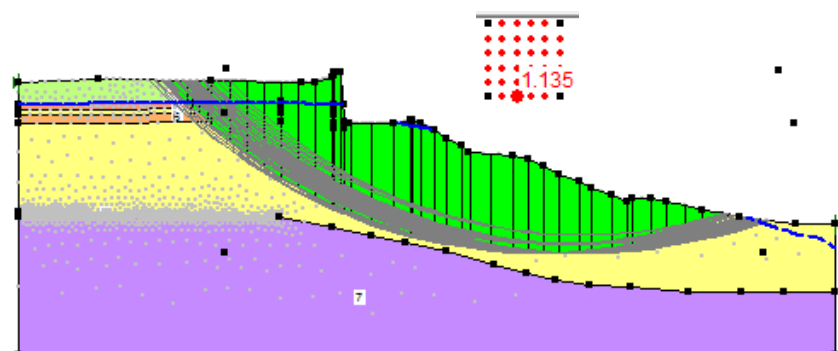


Figura 5.22 – Coeficiente de segurança 4, junto à base

Analisando as imagens, podemos verificar que à medida que a superfície de deslizamento vai baixando o coeficiente de segurança vai aumentando, levando a crer que quanto mais acima mais fácil será o deslizamento, justificando assim maiores deslocamentos na parte superior.

6

MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO

6.1. INTRODUÇÃO

Estabilizar uma encosta significa:

- Prevenir: Aumentar o FS contra possíveis movimentos $\Rightarrow$ Métodos de estabilidade
- Corrigir: Conter o movimento $\Rightarrow$ Monitorizar movimentos para obter o diagnóstico adequado

Antes de elaborar o projecto, o engenheiro deve estar apto para responder às seguintes questões:

- i) qual o “grau” de estabilidade necessário?
- ii) por quanto tempo?
- iii) qual a importância do seu custo?
- iv) quais as técnicas que são exequíveis (geometria, equipamentos disponíveis, etc.)?

Durante a fase de reconhecimento é possível prever os riscos de determinado talude, por exemplo, avaliando as seguintes vertentes:

- i) Drenagem superficial inexistente;
- ii) Zonas preferenciais de percolação;
- iii) Escorregamentos anteriores – mais difícil de ser detectado devido a mudanças ambientais que alteram o estado da encosta (intemperismo, acção do homem, etc.);
- iv) Encostas de taludes – sempre devem merecer especial atenção por apresentarem, na maioria dos casos uma condição de estabilidade marginal.

Cada problema tem a sua peculiaridade e, portanto, as soluções são dificilmente repetidas; cada caso é um caso!

6.2. DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO

As diversas soluções de estabilização de taludes estão apresentadas nas Figuras 6.1 e 6.2. A drenagem e a protecção superficial são soluções sempre presentes na estabilização de taludes. As demais podem variar caso a caso.

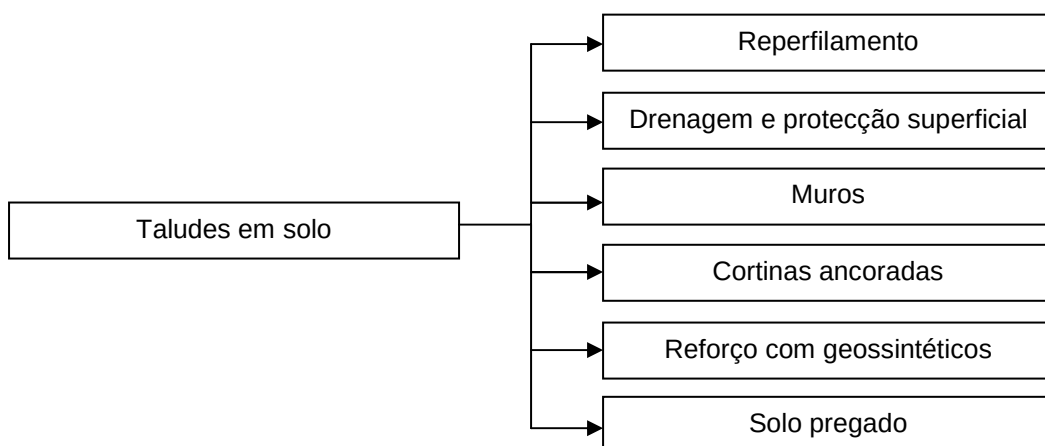


Figura 6.1 – Fase de solução, taludes em solo, alternativas (GEORIO, 2000b)

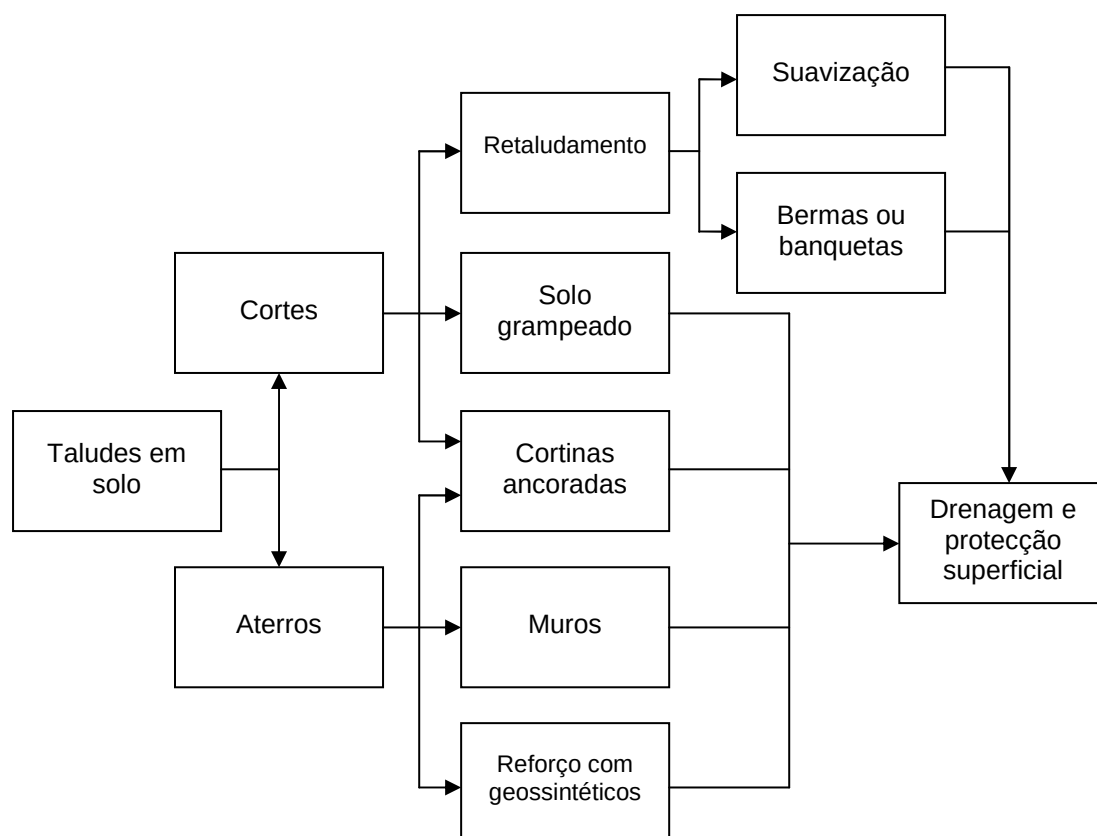


Figura 6.2 – Escolha da solução para taludes em solo (GEORIO, 2000b)

Neste caso, por se tratar de um talude que visualmente não deverá ser modificado, parte destas soluções tipo não poderão ser aplicadas. O problema terá de ser solucionado garantindo um nível freático inferior, e melhores condições de resistência dos solos.

As soluções para o caso em estudo passarão então por uma boa drenagem do talude, e um reforço do solo por meio de consolidação e cimentação, com eventual recurso a injeções, como será descrito nos próximos pontos.

6.2.1. DRENAGEM

Devido aos inúmeros efeitos que a água pode exercer sobre um maciço de solo ou de rocha (aumento do peso volúmico do material, aumento da pressão neutra e consequente diminuição da pressão efectiva, forças de percolação, subpressão, e outros), é indispensável que se tomem os cuidados recomendados no que diz respeito à drenagem adequada do terreno.

6.2.1.1. Drenagem Superficial

Os sistemas de drenagem superficial devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude, considerando não só a área da região estudada como toda a bacia de captação.

Diversos dispositivos (valetas transversais, valetas longitudinais de descida (escada), dissipadores de energia, caixas colectoras, etc.) podem ser seleccionados para o projecto, dependendo da natureza da área (ocupação densa, com vegetação, etc.), das condições geométricas do talude, do tipo de material (solo/rocha).



Figura 6.3 – Sistema de drenagem superficial (GEORIO, 2000b)

Sistemas de protecção de talude têm como função reduzir a infiltração e a erosão, decorrentes da precipitação de chuva sobre o talude.

As alternativas de protecção superficial podem ser classificadas em dois grupos: protecção com vegetação (Figura 6.4) e protecção com impermeabilização (Figura 6.5).

Não existe uma regra para a concepção de projectos desta natureza, no entanto, deve-se sempre considerar a protecção vegetal como a primeira alternativa, em particular, para taludes não naturais.



Figura 6.4 – Cobertura vegetal (GEO, 1995, visto em GeoRio, 2000b)



Figura 6.5 – Impermeabilização com betão projectado (GEO, 1995, visto em GeoRio, 2000b)

No caso em estudo, a cobertura vegetal já está garantida. Uma vez que visualmente o talude não deve ser alterado, a colocação de valetas nas banquetas, e limpeza das existentes, seria a solução apontada em relação à drenagem superficial.

6.2.1.2. Drenagem Profunda

A drenagem profunda consiste no rebaixamento do nível freático abaixo da base de solo que será estabilizada. Para rebaixar o nível freático a uma determinada cota é necessário instalar, abaixo deste nível, um sistema de drenagem. A água escoar do solo para dentro dos colectores (poços, galerias, trincheiras ou drenos) sendo removida pela gravidade, por meio de bombas, ou outros meios adequados (Terzaghi e Peck, 1967).

Cedergren (1968) sugeriu que o nível freático e a percolação da água fossem controlados através da drenagem profunda, sendo este um bom método para melhorar a estabilidade de taludes, uma vez que com a retirada da água as pressões neutras diminuem e a resistência ao corte do solo aumenta.

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), a drenagem da água subterrânea dos taludes melhorará sempre a estabilidade, no entanto, é necessário ponderar o aumento real, através do coeficiente de segurança, e o custo do sistema.

São classificadas com drenagem profunda todas aquelas não superficiais, tais como: ponteiros filtrantes, poços profundos, drenos verticais de alívio, trincheiras drenantes, drenos sub-horizontais profundos, galerias e túneis. As ponteiros filtrantes e poços profundos são mais utilizados quando se pretende um rebaixamento temporário do nível freático, e os drenos verticais de alívio no adensamento de argilas moles saturadas.

Serão agora apresentadas as definições, modos de execução e detalhes de cada um dos sistemas de drenagem profunda para rebaixamento do nível freático, a serem executados em solo.

- Ponteiros filtrantes (wel-points)

Segundo Alonso (1999), as ponteiros filtrantes são constituídas por um tubo de aço galvanizado ou de PVC com diâmetro de 3,8 a 5 cm, cuja extremidade contém uma peça com cerca de 1 m de comprimento, perfurada e envolvida por tela de nylon com malha de 0,6 mm. São instaladas em perfurações prévias executadas com tubos de aço galvanizado e circulação de água. Quando o solo onde se instala a ponteira é de granulometria muito fina, deve-se envolvê-la com um filtro de areia e selar o topo com argila impermeável, imediatamente após a instalação (Figura 6.6).

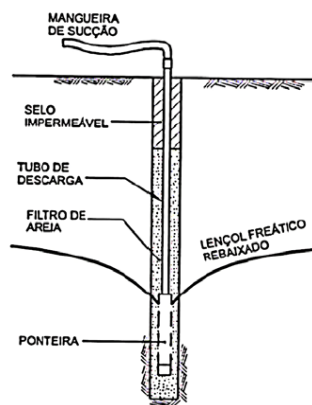


Figura 6.6 – Ponteira filtrante (Dobereiner e Vaz, 1998)

Para que se consiga o rebaixamento do nível freático é necessária a instalação de várias ponteiros. As ponteiros são ligadas a um tubo colector por meio de uma mangueira flexível e um registo que serve para regular a vazão de água. O espaçamento entre as ponteiros pode variar de 1 a 3 m.

A extracção da água é feita por uma ou mais bombas de vácuo acopladas a uma tubulação de descarga disposta ao longo das ponteiros, sendo necessária boa vedação das conexões. A sucção do ar reduz a pressão no interior da tubulação e das ponteiros promovendo a retirada de água do aquífero (Dobereiner e Vaz, 1998).

Alonso (1999) afirmou que a vazão de água que cada ponteira consegue extrair varia de acordo com a permeabilidade do solo, sendo normal vazões na faixa de 0,5 a 1 m³/h. Como as bombas são geralmente de 30 a 40 m³/h, cada conjunto moto-bomba pode conter cerca de 60 ponteiros.

Dobereiner e Vaz (1998) descreveram que as ponteiras filtrantes evitam o carreamento de partículas do solo e, consequentemente, a ocorrência de erosão interna regressiva, permitindo o rebaixamento máximo efectivo do nível freático de 4 a 5 m. Para rebaixamentos maiores são necessárias duas ou mais linhas paralelas de ponteiras dispostas ao longo do perímetro a ser rebaixado, conforme mostrado na Figura 6.7.

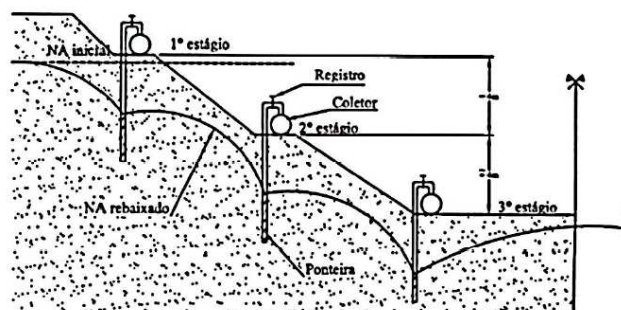


Figura 6.7 – Exemplo de rebaixamento com três estágios de ponteiras (Alonso, 1999)

▪ Poços profundos

Para o rebaixamento temporário do nível freático existem dois tipos de poços profundos: com emprego de injectores e com emprego de bombas de assentamento submersas verticais. Para a estabilidade de taludes não se costuma empregar bombas, devido ao custo elevado e impossibilidade de rebaixamento permanente. Na estabilidade de taludes os poços são ligados por meio de túneis, galerias, ou drenos sub-horizontais profundos, para pontos onde a água escoe por gravidade; estes são chamados de poços de alívio.

Rico e Castilho (1974) relataram que os poços de alívio são perfurações verticais com 40 a 60 cm de diâmetro e até 20 m de profundidade, onde se coloca um tubo perfurado de 10 a 15 cm de diâmetro. O espaço anelar entre ambos é preenchido com material filtro. São colocados de forma que captem os fluxos prejudiciais do talude que se deseja proteger. A sua principal função é diminuir a pressão neutra existente em camadas profundas do subsolo.

Cedergren (1968) destacou que sistemas de poços oferecem a vantagem de serem flexíveis porque poços adicionais podem ser instalados em pontos intermediários se um espaçamento inicial for inadequado para controlar a percolação e o nível freático.

Segundo Rico e Castilho (1974), o espaçamento entre os poços de alívio é um factor muito importante, tanto no que se refere à efectividade do sistema, como ao seu custo. Normalmente são utilizados espaçamentos de 5 a 10 m.

Cedergren (1968) citou um escorregamento ocorrido em Seattle, Washington, que foi estabilizado com sucesso através de poços de alívio. Oito escorregamentos ocorreram devido às excessivas pressões hidrostáticas, numa encosta composta por camadas descontínuas de areia, silte, e essencialmente argila azul impermeável. Após uma investigação detalhada dos escorregamentos, foi decidido controlar a água subterrânea através de poços de alívio. A Figura 6.8 mostra uma secção transversal típica de um dos poços onde a saída de água foi feita através de um tubo de aço.

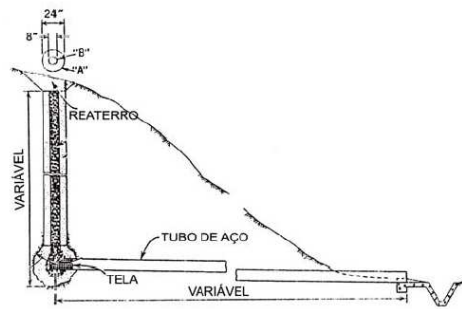


Figura 6.8 – Detalhes dos poços usados para a estabilização de encosta em Seattle, Washington (Cedergren, 1968)

- Drenos verticais de alívio

Os drenos verticais de alívio mais usuais são executados através de perfurações circulares, com diâmetro de aproximadamente 30 cm, preenchidos com areia ou brita, tendo o objectivo de reduzir a pressão de água no interior do maciço.

Quando os drenos verticais de alívio são construídos em solos designam-se drenos de areia, por serem preenchidos por areia, sendo mais empregados em aceleração da consolidação de argilas saturadas, muito moles e moles, com uso de sobrecarga. No caso de níveis freáticos sobre camadas de solo de baixa permeabilidade, os drenos podem se utilizados para transferir a água para baixo (Dobereiner e Vaz, 1998).

Os furos para a realização destes drenos são executados por um dos seguintes métodos mecânicos: cravação, com pilão, de tubo fechado na base por uma tampa-dobradiça-válvula, sendo a areia introduzida no tubo à medida que este vai sendo extraído; furação à rotação com trado contínuo, ou com trado-balde se as paredes do furo se sustentam durante o tempo de extracção da ferramenta e de enchimento do furo com areia, ou com trado de alma oca para o abastecimento de areia, permitindo assim dispensar-se a auto-sustentação das paredes do furo; cravação de tubo por injeção de água sob pressão (“lançage”), fazendo-se o preenchimento do furo aquando da subida da lança de injeção, agora com pressão de injeção muito reduzida; ou cravação com vibração, não aconselhável devido ao efeito de compactação muito intensa, em particular se se tratar de estruturas sensíveis, como é o caso dos monumentos (Silvério Coelho, 1996).

- Trincheiras drenantes

Rico e Castilho (1974) descreveram que as trincheiras são valas escavadas geralmente com 1 a 2 m de profundidade, providas de um tubo perfurado no fundo e preenchidas por material drenante compactado. A água colectada pelo tubo escoar por gravidade para níveis mais profundos onde a sua descarga não cause processos erosivos. A Figura 6.9 apresenta a configuração de uma trincheira drenante.

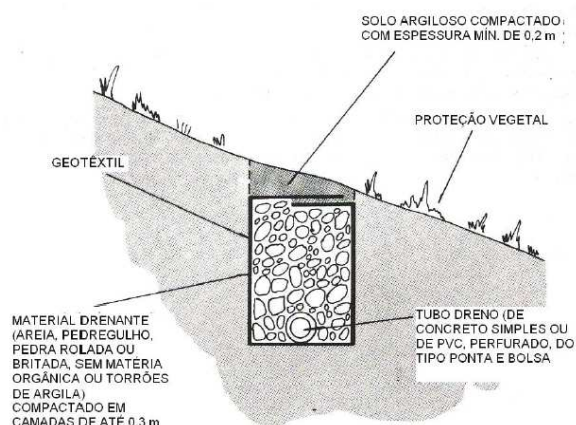


Figura 6.9 – Trincheira drenante (Cunha et al, 1991)

Bromhead (1986) afirmou que as trincheiras drenantes são muito usadas na estabilidade de taludes. O uso principal das trincheiras drenantes é para estabilizar escorregamentos superficiais e escorregamentos de translação.

Em encostas inclinadas ou em terrenos ondulados e montanhosos é comum que o fluxo de água subterrânea ocorra segundo a inclinação da superfície. Este fluxo pode ser interceptado por uma trincheira drenante, conforme a Figura 6.10, onde se observa o fluxo antes da colocação de trincheira a linhas cheias, e o fluxo depois da colocação da trincheira a linhas tracejadas (Rico e Castilho, 1974).

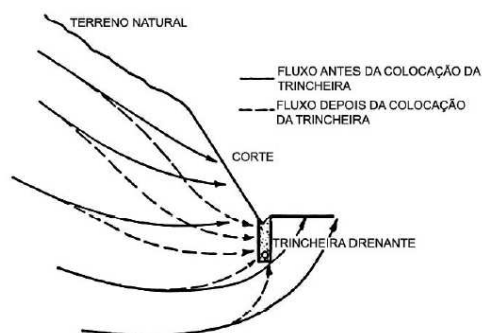


Figura 6.10 – Secção transversal que mostra o fluxo em direcção à superfície do talude, antes e depois da colocação da trincheira drenante (Rico e Castilho, 1974)

Cunha et al (1991) citaram cuidados que devem ser tomados na implantação de trincheiras drenantes: após a execução da trincheira, deve ser colocada uma camada de solo argiloso compactado na parte superior; dependendo do tipo de solo e da profundidade da trincheira, poderá ser necessário o escoramento da vala; na saída de água da trincheira, deve ser construída uma caixa de dissipação para impedir a formação de processos erosivos.

Esta solução foi usada recentemente na reconstrução do baluarte do Cavaleiro da Muralha de Chaves, para que não fosse considerado o impulso de água (Costa et al, 2010). Foram criadas valas que se ligam a um dreno na base da muralha que encaminharia as águas para o sistema de drenagem pluvial (Figura 6.11).



Figura 6.11 – Valas do sistema de drenagem da Muralha de Chaves

Para melhor se compreender o sistema de drenagem na sua totalidade são apresentados na figura 6.12 um corte transversal e a planta.

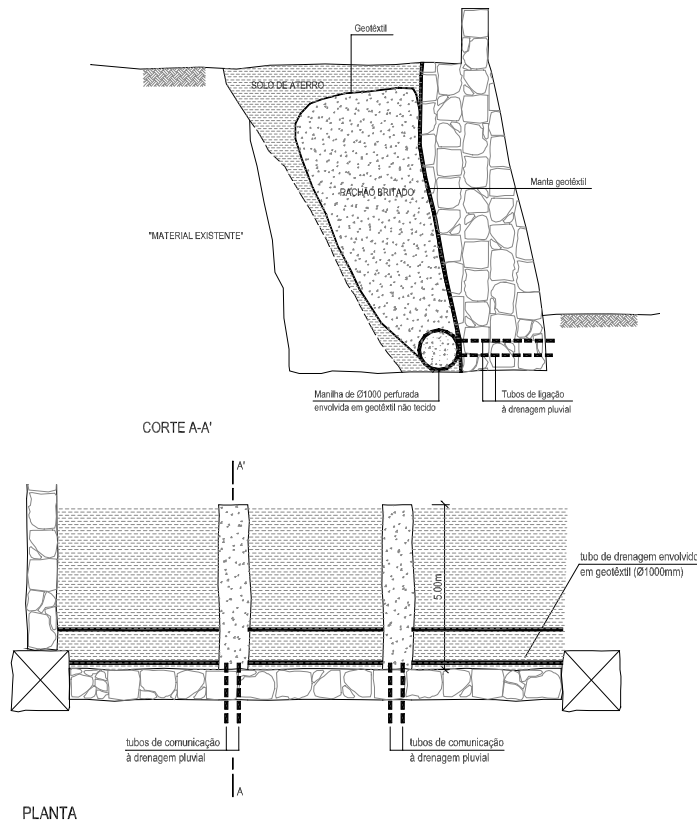


Figura 6.12 – Sistema de drenagem: valas com britas e geotêxtil, manilhas e tubos de escoamento (Costa et al, 2010)

- Drenos sub-horizontais profundos

O dreno sub-horizantal profundo, mais conhecido por DHP, é construído por meio de uma perfuração sub-horizantal, geralmente com diâmetro de 50 a 100 mm, executada com uma inclinação de 5° a 10°

ascendente para o interior do maciço, de forma a propiciar a saída da água por gravidade. Nessa perfuração, é introduzida uma tubulação de PVC rígido, geralmente de 38 a 50 mm de diâmetro, sendo a maior parte constituída por trecho filtrante através de furos ou ranhuras no tubo. O trecho filtrante é envolvido por geotêxtil ou tela de nylon, conforme a Figura 6.13 indica.

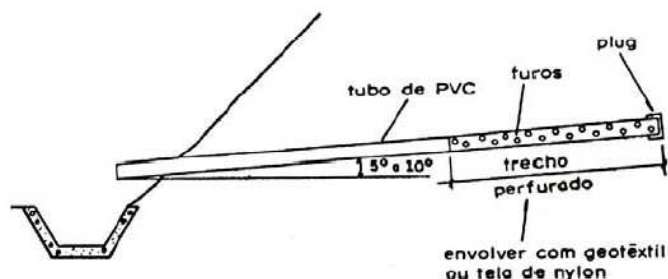


Figura 6.13 – Dreno sub-horizontal profundo (Cunha et al, 1991)

Os DHPs actuam no sentido de rebaixar o nível freático, conduzindo a água para fora do maciço, reduzindo as pressões neutras. A figura 6.14 mostra os efeitos dos drenos no fluxo de água no interior do maciço.

Também nesta figura, observa-se o fluxo de água antes da colocação dos drenos (linhas tracejadas) e o fluxo após a colocação dos drenos (linhas cheias).

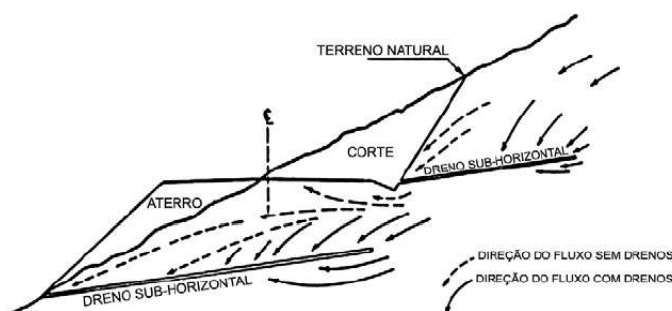


Figura 6.14 – Influência dos DHPs no fluxo de água no interior do maciço (Rico e Castilho, 1974)

A Divisão de Projectos de Engenharia Geotécnica de Hong Kong (GEO REPORT, 1992) faz as seguintes recomendações para projecto e execução dos drenos horizontais profundos:

- O tamanho dos drenos deve ser adequado para levar o fluxo máximo de água sem perturbação significativa de solo adjacente ou desenvolvimento de pressões excessivas;
- O dreno deve permitir a entrada de água para o interior do furo e descarregar na saída sem significativa perda de fluxo por re-infiltração no maciço terroso ao longo do comprimento do furo do dreno;
- O tubo deve ter resistência e rigidez adequada, para poder ser instalado com o comprimento e orientação projectados, além de ser capaz de suportar a perfuração sem colapso;
- O dreno mantém-se a operar satisfatoriamente a longo prazo, sem obstrução e com o mínimo de manutenção.

A Figura 6.15 apresenta os tipos de drenos sub-horizontais profundos utilizados em Hong Kong. Os drenos GEO tipo 1,2 e 3 representados nas Figura 6.15 (d) e (e) foram desenvolvidos pela Divisão de Projectos de Engenharia Geotécnica de Hong Kong e são geralmente utilizados em maciços rochosos fracturados.

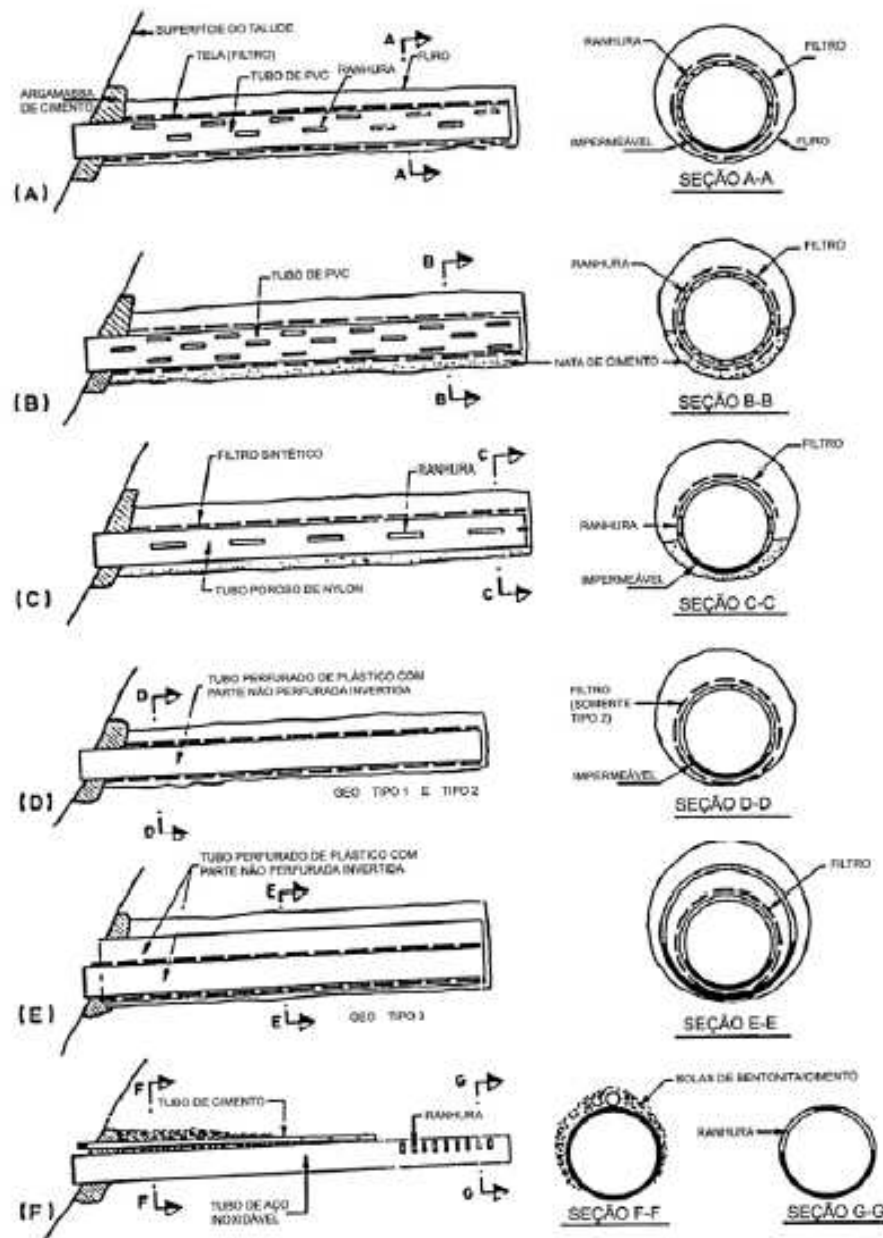


Figura 6.15 – Tipos de drenos utilizados em Hong Kong (GEO REPORT, 1992)

Para maior eficiência, o DHP deve ser posicionado de tal forma que a extensão do tubo filtrante imersa no aquífero seja a maior possível. Para tal, em aquíferos confinados, é necessário o prévio conhecimento da distribuição da camada que constitui o aquífero e, no caso de aquíferos livres, o comportamento do nível freático deve ser conhecido antes da colocação dos DHPs. Entretanto, na maioria dos casos, existem caminhos preferenciais de percolação, que concentram a água subterrânea e podem ser de difícil localização, obrigando o posicionamento do DHP por tentativas (Dobereiner e Vaz, 1998).

A redução do fluxo de água no maciço através da introdução de DHPs depende do diâmetro comprimento e espaçamento entre drenos, bem como da sua inclinação e disposição no maciço. Na Figura 6.16 apresentam-se alguns exemplos de disposição dos drenos e sua influência no nível freático.

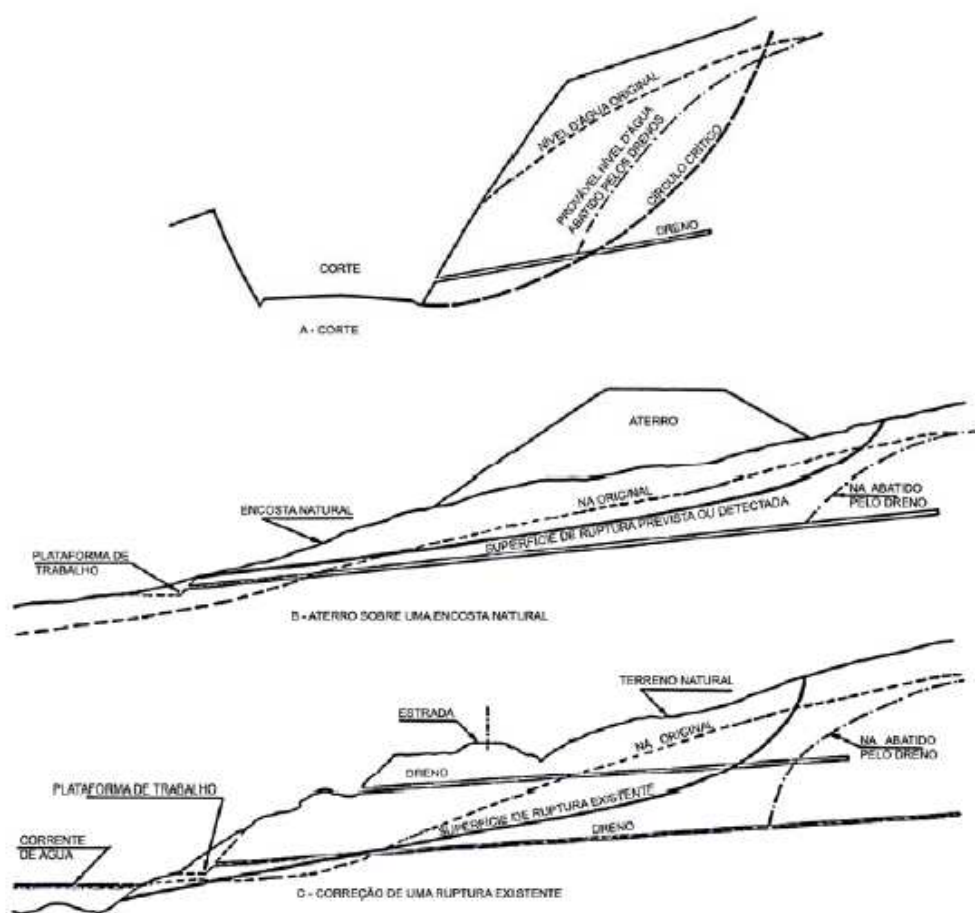


Figura 6.16 – Disposição dos DHPs e a sua influência no nível freático (Rico e Castilho, 1974)

Kenney et al (1977) observaram através de modelos reduzidos, que em taludes compostos por materiais homogêneos, isotrópicos e de permeabilidade elevada, a eficiência é maior se for instalado um número reduzido de drenos longos e mais espaçados do que um número maior de drenos curtos e mais próximos, para um mesmo comprimento total de drenos.

Lau e Kenney (1983) observaram, através da instrumentação de taludes naturais com piezómetros, que o raio de acção dos drenos sub-horizontais em solos argilosos é da ordem de 1 a 2 m. Observaram também que o tempo necessário para se atingir os efeitos desejados pode chegar a 5 anos, sendo função do diâmetro, comprimento e espaçamento entre drenos, bem como sua inclinação e posição em relação à zona de rotura crítica.

Nonveiller (1981) realizou um estudo semelhante ao de Kenney e tal (1977) chegando às mesmas conclusões. As Figuras 6.17 (a) e (b) apresentam a utilização de um dreno de comprimento semelhante mas com espaçamentos diferentes. A Figura 6.17 (c) apresenta a utilização de drenos mais longos e mais espaçados e a Figura 6.17 (d) apresenta a utilização de drenos mais curtos e menos espaçados. A utilização de drenos mais longos e mais espaçados favorece a estabilidade, reduzindo os níveis piezométricos no talude.

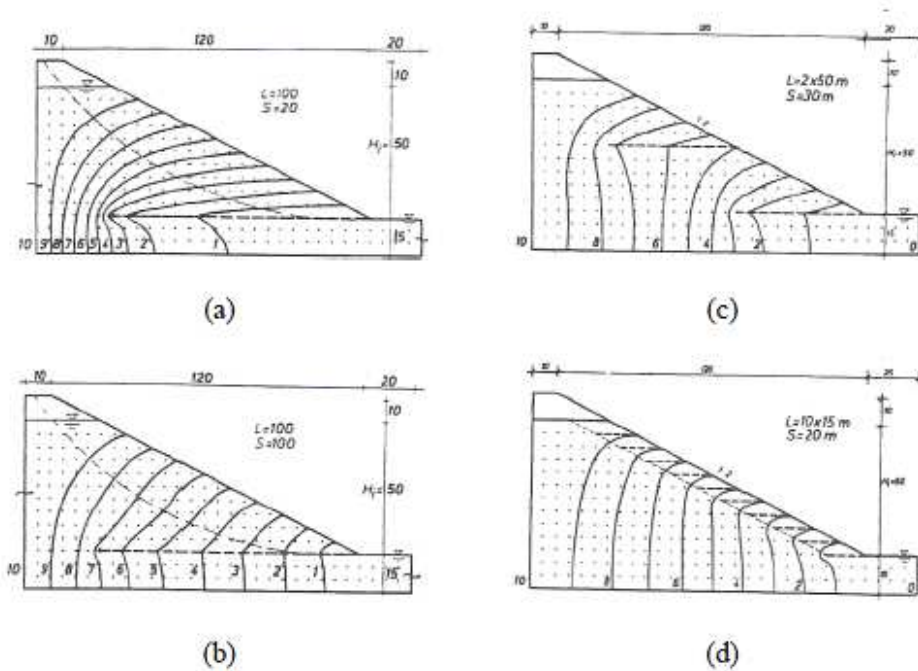


Figura 6.17 – Rede de fluxo com aplicação de drenos (Nonveiller, 1981)

Para taludes de baixa permeabilidade, Nonveiller (1981) estudou a eficiência de sistemas de drenagem em função do tempo necessário para ser atingido o efeito desejado, tendo verificado que o tempo necessário para que se atinja a condição de estabilidade aumenta quanto menor for o coeficiente de consolidação do solo. Este tempo varia de um mês, para solos siltsos e arenosos, a seis meses para solos argilosos. Para reduzir este tempo torna-se necessária a instalação de um número maior de drenos longos.

Cai e Ugai (1999) realizaram estudos sobre os efeitos dos drenos sub-horizontais profundos no nível de água subterrâneo, através de análises com recurso ao método de elementos finitos. Analisando o comprimento, espaçamento e direcção dos drenos, chegaram às seguintes conclusões:

- O nível de água subterrânea é efectivamente rebaixado devido ao efeito dos drenos sub-horizontais;
- Ocorre aumento da estabilidade do talude com o aumento do comprimento dos drenos; porém, quando os drenos são estendidos além do comprimento crítico (distância entre o pé do talude e sua ombreira), o coeficiente de segurança dos taludes tende a diminuir, porque só a carga piezométrica das zonas ao longo da superfície de escorregamento influencia a estabilidade do talude;
- Para rebaixar o nível freático e aumentar a estabilidade do talude, drenos longos são mais efectivos do que um maior número de drenos com espaçamento menor, desde que o dreno não ultrapasse o comprimento crítico.

Assim como ocorre a colmatção dos filtros e drenos nas barragens de rejeito, particularmente por finos, o mesmo pode ocorrer nos drenos utilizados para estabilização de encostas. Segundo Nogueira Jr. (1986), o ferro presente nos maciços de solo ou rocha é transportado na forma de íons pelas águas percolantes que, passando de um meio redutor para outro oxidante, perdem a solubilidade e precipitam-se na forma de geles amorfos e evoluem para hidróxidos ou óxidos. O acumular destes compostos estáveis, que evoluem ao longo do tempo, tende a preencher os vazios dos drenos, provocando um aumento das subpressões com consequente redução de estabilidade dos taludes.

No caso da estabilização de encostas poderá ser usada a mesma metodologia para investigação do fenómeno em barragens, descrita por Nogueira Jr (1986), que consiste em:

- Ensaios de campo: medida de pH, e das pressões de O_2 e CO_2 em amostras de água subterrânea; inspecção dos drenos possivelmente colmatados;
- Ensaios de laboratório: análise química de amostras da água subterrânea, do solo e dos compostos de ferro do sistema drenante, sendo analisadas as concentrações de ferro, óxidos, sulfatos, nitratos, carbonatos, catiões, sílica, alumínio e sólidos em suspensão; análise mineralógica do solo e dos precipitados de ferro; análise biológica completa de amostras de água.

Para garantir a estabilidade de um talude com DHPs ao longo do tempo, além de serem feitas as investigações para verificação da presença de compostos de ferro no solo e água subterrânea, referidas anteriormente, é necessário que sejam instalados piezómetros no talude e que seja feito um acompanhamento constante e uma manutenção periódica dos drenos.

Segundo GEORIO (1999), o acompanhamento e manutenção dos drenos deverão ser feitos conforme descrito abaixo:

- A vazão dos drenos deverá ser acompanhada por um prazo mínimo de 10 dias;
- Após este período inicial, a vazão dos drenos poderá ser acompanhada semanalmente, em conjunto com registos de chuva da região e leitura dos piezómetros instalados no talude; após o primeiro ano as leituras passam a ser trimestrais;
- Inspecção visual deverá ser feita periodicamente, pelo menos uma vez a cada dois anos, de forma a observar se as bocas dos tubos estão visíveis e desimpedidas de qualquer vegetação ou detritos;
- Caso sejam detectadas reduções da capacidade drenante do sistema, é recomendado que os drenos sejam lavados com água sob pressão com vazão mínima de 2l/s, de modo a reverter o fluxo;
- Se a limpeza do dreno não fizer efeito, novo dreno deve ser executado em substituição deste.

A eficiência do sistema de drenagem com DHPs, a médio e longo prazo, poderá ser comprovada a partir da confecção de gráficos que relacionam vazão dos drenos, cotas piezométricas e intensidade de chuva.

6.2.2. REFORÇO TERRENO

6.2.2.1. Injecções sólidas

O princípio da injeção consiste no facto da argamassa utilizada não poder impregnar nem provocar fracturação hidráulica, mas, simplesmente, comprimir o terreno envolvente. O resultado desta compressão, criando à volta do nível da injeção uma zona plástica e uma zona pseudo-elástica, traduz-se no aumento sensível da compacidade relativa do terreno “in situ” até uma distância que é função, quer da natureza do terreno e suas características geotécnicas, quer dos parâmetros de injeção (caudal, pressão, características reológicas da argamassa, quantidade injectada). A partir de certo volume de injeção limite deixa de haver efeito de compactação e o terreno começa a subir (Silvério Coelho, 1996).

A argamassa de injeção, para além de ser bombável e não fracturar hidraulicamente o terreno, não deve ter exsudação muito rápida em contacto com o terreno, para não bloquear prematuramente a expansão da argamassa injectada.

O constituinte principal do produto injectado é o material arenoso com adição de elementos finos, silte, pó de pedra, cinzas, pozolana, etc., e ainda o ligante cimento, se se pretender aumento da resistência mecânica do produto injectado após prensa.

A injeção pode ser executada quer pelo método descendente quer ascendente. Em princípio a injeção é feita por troços de 0,50 a 2,0 m, prosseguindo até se atingir a pressão de nega, fixada à priori, e que pode atingir 6 a 8 MPa à saída da bomba; mas também se pode usar o critério de pré-determinar a quantidade máxima injectada; em qualquer dos casos deve parar-se a injeção ao menor indício de levantamento do terreno.

6.2.2.2. Jet-Grouting

Segundo a ASCE (1980), o *jet grouting* é uma “técnica que utiliza uma coroa especial com jactos de água horizontais e verticais, de elevada velocidade, para escavar solos aluvionares e produzir colunas de elevada resistência e reduzida permeabilidade, através da injeção de calda por bicos horizontais, produzindo a sua mistura com os materiais da fundação, à medida que a coroa vai ascendendo”.

A técnica de *jet grouting* foi inicialmente desenvolvida na década de setenta, no Japão, Reino Unido e em Itália. Esta técnica de injeção de terrenos encontra-se em grande desenvolvimento por todo o mundo, sendo que em Portugal foi aplicada pela primeira vez em Setúbal, no ano de 1993 (Carreto, 1999).

Nas obras em que foi implementada, a tecnologia *jet grouting* mostrou ser uma alternativa às soluções tradicionais de reforço/melhoramento de solos como as fundações de estacas de betão. Por se tratar de uma técnica muito versátil de reforço de solos é uma solução competitiva e adequada para cada vez mais aplicações em obras geotécnicas. A possibilidade de tratar uma gama ampla de solos, com diversas geometrias de tratamento e sem introduzir vibrações, são algumas das suas vantagens, que ganham especial importância em zonas densamente habitadas (Carreto, 1999)

O processo físico da técnica de *jet-grouting* envolve as seguintes etapas (Carreto, 1999):

- Corte: a estrutura inicial ou nativa do solo é quebrada e as partículas de solo ou fragmentos do solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais de elevada velocidade.
- Mistura e substituição parcial: uma parte das partículas ou fragmentos do solo é substituída e a outra parte é misturada intimamente com a calda injectada a partir dos bicos de injeção.
- Cimentação: as partículas ou fragmentos de solo são aglutinadas entre si pela acção auto - endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

A figura 6.18 mostra exemplos de tubos de injeção utilizados na aplicação desta técnica.

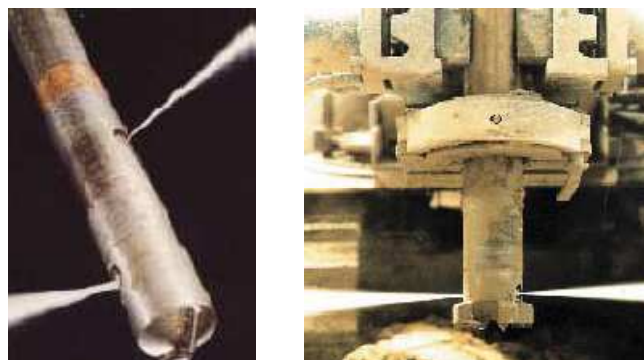


Figura 6.18 – Tubos de injeção para aplicação do jet grouting (www.heidelbergcement.com - Sousa, 2009)

Para se proceder à realização desta técnica será necessário o seguinte equipamento: central de calda de cimento; bomba de alta pressão; compressor (apenas em alguns sistemas); sonda hidráulica, com torre; varas de *jet grouting*, com função de furação e tratamento; e mangueiras flexíveis, que fazem a ligação entre as varas e a bomba de alta pressão.

O procedimento de *jet grouting* inicia-se colocando uma sonda em posição nivelada, fazendo coincidir o eixo da vara com o eixo da coluna se se pretender obter um corpo cilíndrico, ou coincidente com uma das extremidades do painel. Em seguida, a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional com a ajuda de um jacto de água vertical, até atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula.

A etapa que se segue depende do tipo de geometria pretendida. No caso de se querer obter um corpo cilíndrico, imprime-se à vara um movimento rotacional e inicia-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante, para que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Concluída a execução do corpo cilíndrico retira-se a vara do furo, preenchendo aquele de calda por gravidade até ao seu topo. No caso de se pretender realizar um corpo de geometria plana (painel) o processo é idêntico ao descrito, mas com uma diferença que consiste na ascensão da vara sem movimento rotacional (Carreto, 1999).

O procedimento relatado pode ser observado na figura 6.19.

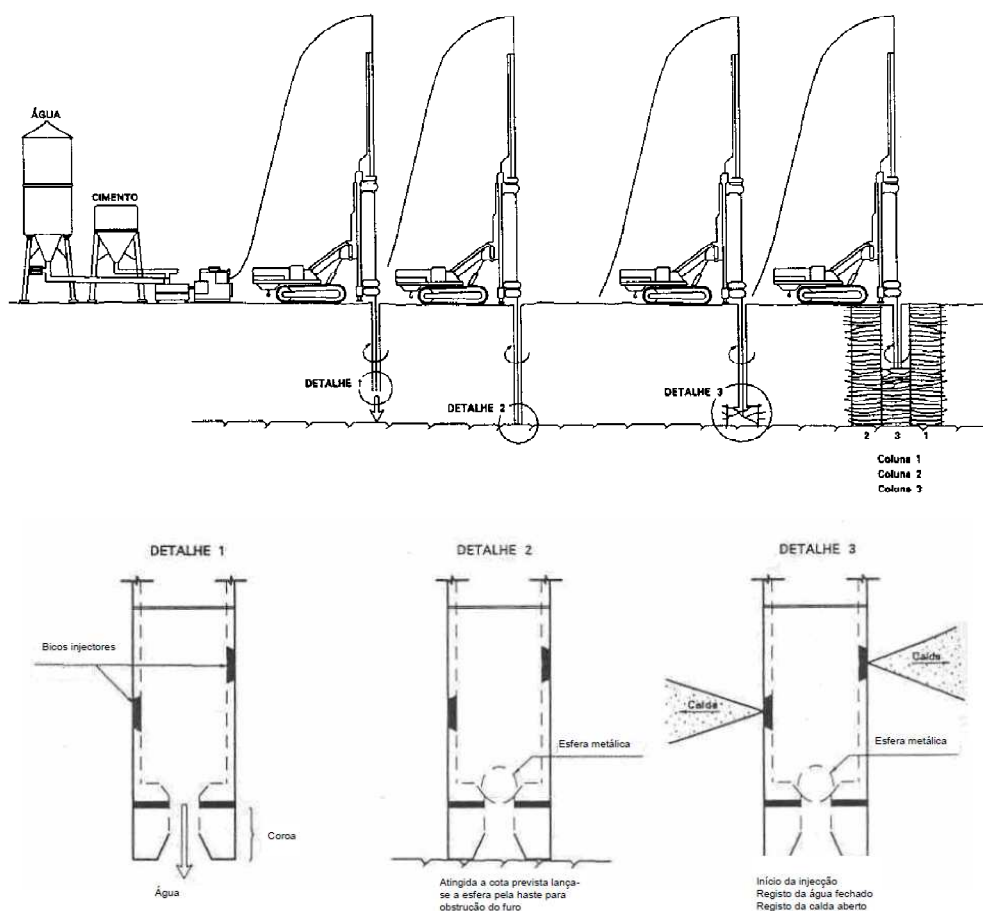


Figura 6.19 – a) Diagrama esquemático da técnica jet-grouting em diferentes fases; b) Pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999)

- Sistemas de *Jet Grouting*

A técnica de *jet grouting* subdivide-se, essencialmente, em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico e que se representam na Figura 6.20. São designados por sistema de jacto simples ou JET1, sistema de jacto duplo, ou JET2, e sistema de jacto triplo, ou JET3.

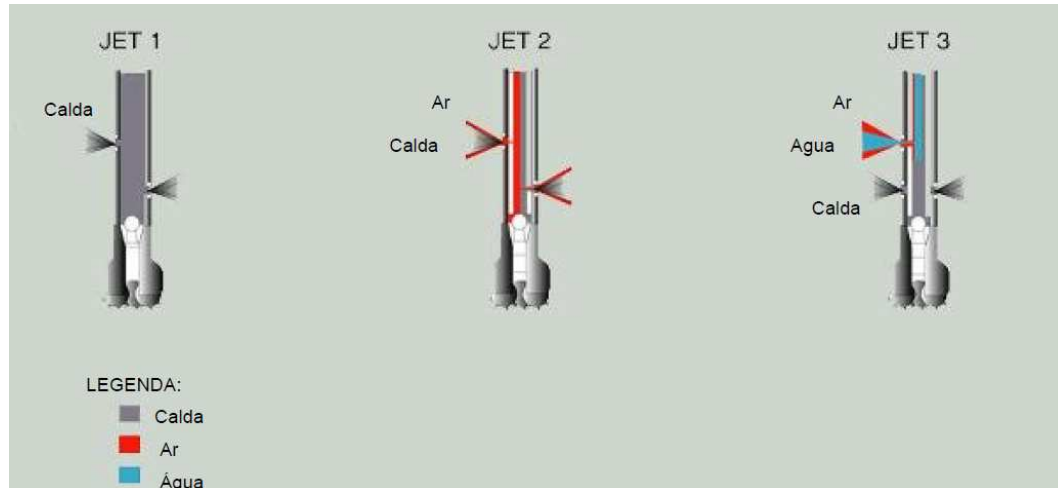


Figura 6.20 – Sistemas tradicionais de *jet grouting*: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Layne Construction, - Marques, 2008)

Com o sistema de jacto simples são utilizados um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para simultaneamente desagregar e misturar com as partículas de solo.

Segundo Carreto (1999) o seu campo de aplicação - JET1 - encontra-se restringido aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores a 5 a 10 pancadas e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20. Esta restrição é explicável pela resistência oposta pelos solos de maior consistência ou mais densos à acção do jacto. Efectivamente, na desagregação/corte dos terrenos é necessário empregar um esforço energético que é demasiado elevado em terrenos que não se enquadram nos limites anteriores, tornando o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema JET2 (Carreto, 1999) difere do simples pela utilização de ar comprimido a envolver o jacto de calda. A acção desagregadora e de mistura / aglutinação é de igual forma exercida pelo jacto de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto.

O procedimento é em tudo idêntico ao do sistema de jacto simples, utilizando-se porém duas varas coaxiais. Na fase de injeção, a calda de cimento circula pela vara interior a elevada pressão e o ar comprimido, gerado por um compressor, passa pelo espaço anelar definido pelas duas varas. Na saída do bico comum ocorre o envolvimento do jacto de calda por ar comprimido, aumentando significativamente o seu alcance. Durante a fase de perfuração a água circula pelo tubo interno e o ar comprimido é mantido com um reduzido caudal para evitar a ocorrência de obstruções.

O método de jacto duplo pode ser utilizado em vários tipos de terrenos, desde argilas, a areias e a solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10.

O princípio básico do método de jacto triplo (Carreto, 1999) consiste na separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado. Assim, o sistema triplo é constituído por três jactos com as funções que se indicam subsequentemente.

- Jacto de água: é utilizado para destruir a estrutura do terreno. Parte da água injectada sai através do furo trazendo algum do solo erodido.
- Jacto de ar: o ar é injectado através do mesmo bico de injeção de água envolvendo-a e aumentando o efeito desagregador daquela. O jacto de ar também provoca a emulsão da mistura água – solo erodido, reduzindo a sua densidade e facilitando a sua saída para o exterior.
- Jacto de calda: a calda, injectada através de um segundo bico posicionado abaixo do bico de injeção de água e ar, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jacto de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

Para o efeito são utilizadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na generalidade dos casos, a solos com valores de SPT inferiores a 15.

Schlosser (1997) propôs um diagrama, baseado na experiência, que permite relacionar o diâmetro das colunas de solo tratado com o tipo de solo e o sistema de *jet grouting* aplicado, como mostra a Figura 6.21, como se pode constatar, quanto maior é o diâmetro das partículas do solo a tratar, maior é o diâmetro das colunas de solo tratado. Verifica-se que no sistema de jet tipo 3, o intervalo de variação do diâmetro das colunas é bastante mais largo do que o resultante da aplicação de jet tipo 1. Pode ainda constatar-se que para solos constituídos por partículas grossas, os diâmetros das colunas obtidas por aplicação dos dois sistemas de jet se afastam mais do que em materiais de partículas finas (Sousa, 2009).

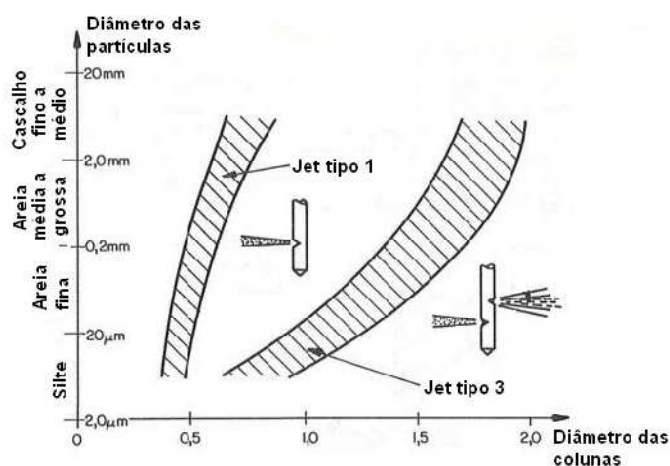


Figura 6.21 – Diâmetro das colunas de *jet grouting* em função do tipo de solo (Schlosser, 1997 – Sousa, 2009)

No Quadro 6.1 apresentam-se as principais características dos sistemas referidos.

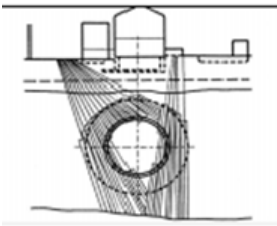
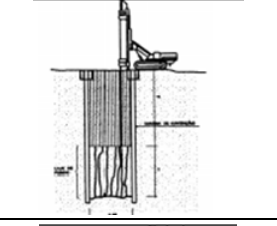
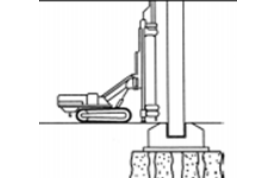
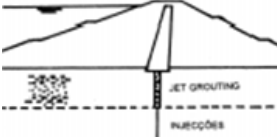
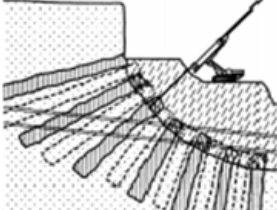
Quadro 6.1 – Principais características do sistema de *jet-grouting* (Carreto, 1999)

Método	Origem	Princípios básicos	Principais etapas do procedimento	Limites de aplicação	Diam. Colunas
Jacto simples	No Japão em 1970	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas	1) Furação: execução de um furo com 150mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a avara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional	Solos coesivos com $N_{SPT} < 5$ a 10 Solos incoerentes com $N_{SPT} < 20$	0,3 m a 1,2 m
Jacto duplo	No Japão em 1972	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se com as partículas de solo desagregadas	1) Furação: execução de um furo com 150mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda envolvida por ar que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a avara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional	Solos coesivos com $N_{SPT} < 10$ Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	0,6 m a 2,0 m
Jacto triplo	No Japão em 1975	Utiliza um jacto horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efectuada por um jacto de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo	1) Furação: execução de um furo de pequeno diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a injeção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injeção de calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional o jacto de água vai desagregando o solo, enquanto o jacto de calda, inferior, substitui e mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 15$ Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	0,8 m a 3,0 m

- Aplicações

No Quadro 6.2 faz-se a síntese do tipo de aplicações mais comuns de *jet grouting* e situações em que a sua utilização poderá constituir uma solução técnica e económica mais vantajosa relativamente às soluções convencionais. Para além das aplicações referidas no quadro, refere-se ainda a selagem de depósitos de materiais contaminantes, a execução de ancoragens, o aumento da resistência ao carregamento de aterros de estradas ou ferrovias, entre outras.

Quadro 6.2 – Aplicações da técnica de *jet-grouting* (Carreto, 1999)

Aplicações	Potenciais situações de aplicação da técnica de <i>jet-grouting</i>	Esquema
Túneis	Construção em zonas urbanas de túneis de reduzido recobrimento em terrenos de características mecânicas medíocres; Consolidação de abóbadas de túneis a partir do seu interior ou a partir da superfície (para profundidades inferiores a 20 m); Consolidação de frentes de túneis em terrenos constituídos por solos moles e saturados; Criação de lajes estanques na soleira e impermeabilização de hasteais e da abóbada; Consolidação da entrada e saída de tuneladoras com escudo; Tratamento de camadas muito permeáveis com níveis de água confinados, intersectadas pelo traçado do túnel e que podem originar carreamentos de solo devido às suas elevadas pressões.	
Escavações	Construção de lajes de fundo com função de contraventamento e/ou impermeabilização; Contenções laterais de escavações que também podem funcionar como cortinas de estanqueidade (em particular em terrenos com obstáculos inultrapassáveis por estacas prancha ou por paredes moldadas); Reforço de cortinas com descontinuidades e passagens de água para o interior da escavação.	
Reforço de fundações	Reforço de qualquer tipo de fundações com excepção daquelas que têm elevada sensibilidade a assentamentos e cuja carga é transmitida às colunas antes destas atingirem a resistência de projecto; Reforço de fundações a partir do interior da própria estrutura; Reforço de fundações constituídas por estacas de madeira deterioradas.	
Cortinas de estanqueidade	Escavações a cotas inferiores ao nível freático; Cortinas de estanqueidade em barragens ou outras estruturas; Cortinas de estanqueidade em terrenos com cavidades cársicas preenchidas com silte; Cortinas de estanqueidade em terrenos que incluem blocos ou obstáculos de grandes dimensões; Cortinas de estanqueidade em terrenos com camadas alternadas de solos argilosos com solos arenosos.	
Estabilização de taludes	Estabilização por atravessamento da massa de solo potencialmente instável.	

- Parâmetros intervenientes no mecanismo físico

A técnica de *jet grouting* é regida por uma série de parâmetros que variam consoante o sistema de tratamento. Da escolha correcta dos valores a atribuir a cada um dos parâmetros depende a eficácia do processo, a geometria do corpo consolidado, a sua resistência e permeabilidade (Carreto, 1999).

Os parâmetros comuns aos três sistemas são:

- Pressão da calda de cimento;
- Caudal da calda de cimento;
- Número de bicos de injeção;
- Diâmetros dos bicos de injeção;
- Relação água/cimento da calda;
- Velocidade de subida da vara.

O método de jacto duplo obriga à definição suplementar de novos parâmetros que também dependem do tipo de equipamento:

- Pressão de ar comprimido;
- Caudal de ar comprimido.

O sistema de jacto triplo obriga, para além da definição de todos os parâmetros anteriormente referidos, à definição de:

- Pressão da água;
- Caudal da água;
- Número de bicos de injeção da água;
- Diâmetro dos bicos de injeção da água.

Em algumas situações é necessário efectuar uma pré-furação, recorrendo a um jacto de água a elevada pressão com movimento ascendente circular. Nestes casos também será necessário definir os parâmetros relacionados com a saída da água para pré-furação, como a pressão, o caudal, o número de bicos e respectivos diâmetros.

No quadro 6.3 indicam-se os limites máximos e mínimos de todos os parâmetros, de acordo com o sistema adoptado no tratamento.

Quadro 6.3 – Valores limite dos parâmetros intervenientes da técnica de *jet grouting* (Carreto, 1999)

Parâmetros do procedimento		Jacto simples	Jacto duplo	Jacto triplo
Pressão	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	PF	PF	20 a 60
Caudal	Calda (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m ³ /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min)	PF	PF	30 a 150
Diâmetro dos bicos	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	PF	PF	1 a 3
Número de bicos	Calda	1 a 6	1 a 2	1
	Água	PF	PF	1 a 2
Relação água-cimento		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
Velocidade de subida da vara (m/min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
Velocidade de rotação da vara (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

- Influência dos parâmetros sobre as características finais do material tratado

A técnica de *jet grouting* resulta numa mistura parcial de solo com calda de cimento, e não numa substituição completa do solo, pelo que o resultado final depende das características iniciais do terreno, da percentagem de substituição do solo, da uniformidade de execução do tratamento, assim como dos parâmetros de procedimento, entre os quais a pressão, o caudal da calda de injeção, a velocidade de subida da vara e a velocidade de rotação (Marques, 2008).

Posto isto, é difícil conhecer com rigor as características finais do solo tratado, em termos da sua resistência à compressão, deformabilidade e resistência ao corte. Os valores estabelecidos em projecto deverão ser confirmados através de um controlo na fase de obra, com a execução de um grupo de colunas de ensaio, realizadas nas mesmas condições que as colunas definitivas e que permitirão aferir as características do material tratado e, caso necessário, alterar os valores dos parâmetros de procedimento

Os diversos estudos realizados e divulgados na bibliografia da especialidade permitem retirar as seguintes conclusões que se indicam subsequentemente no que respeita ao diâmetro das colunas (Carreto, 1999):

- O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes e coesivos pelo sistema de jacto simples é inferior ao resultante da aplicação do sistema de jacto duplo. Os maiores diâmetros resultam da aplicação do sistema de jacto triplo.
- O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes é superior ao das colunas efectuadas em solos coesivos, para o mesmo valor de SPT e qualquer que seja o sistema utilizado.

- iii) Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor de NSPT são expressos pelos gráficos das Figuras 6.22 e 6.23 elaborados com base nos gráficos fornecidos por diversos autores, nomeadamente Tornaghi, Miki, Botto, Nisio e JJGA.
- iv) O diâmetro das colunas realizadas, quer em solos coesivos quer em solos incoerentes, cresce com o aumento da pressão de injeção, quando se utiliza o sistema de jacto simples.
- v) Com o aumento da velocidade de subida da vara decresce o valor do diâmetro, em qualquer tipo de solo e com qualquer sistema de *jet grouting*.
- vi) Com o aumento do diâmetro da coluna reduz-se o valor da energia por unidade de volume de material tratado despendido na formação da coluna.
- vii) A energia por unidade de volume de material tratado necessária à execução de colunas pelo sistema triplo é superior à despendida pelo sistema duplo que, por sua vez, é superior à gasta pelo sistema de jacto simples em colunas com o mesmo diâmetro.

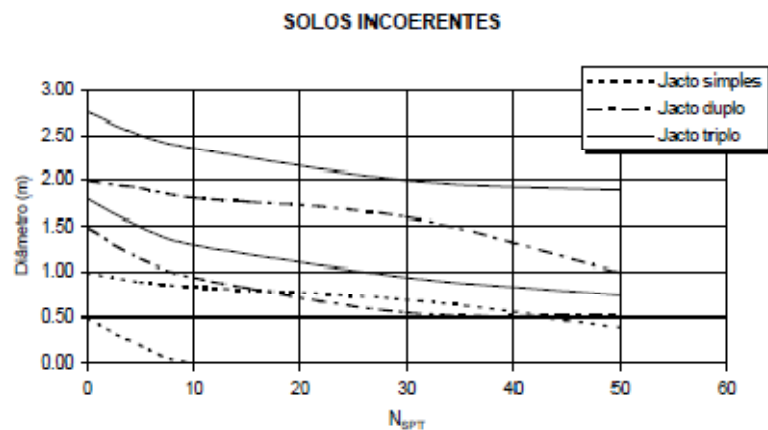


Figura 6.22 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 1999)

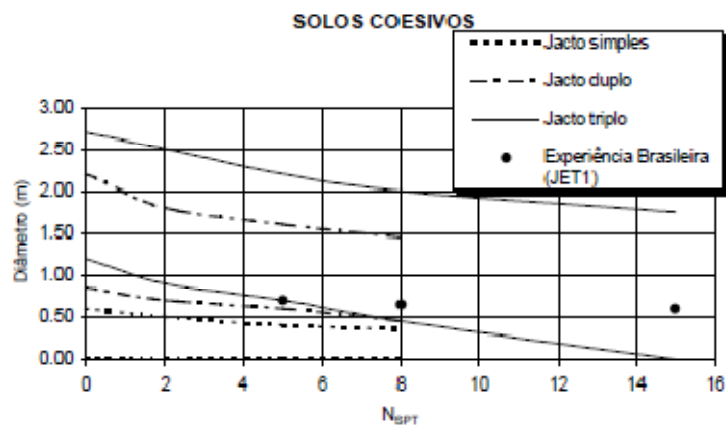


Figura 6.23 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 1999)

A resistência e deformabilidade do material tratado também são condicionadas pelas condições iniciais do terreno, das respectivas características mecânicas e hidráulicas e pelo tipo de sistema adoptado na realização do tratamento. Os parâmetros do procedimento que mais contribuem para o valor final destas características incluem a velocidade de rotação, a relação água / cimento da calda, a velocidade

de subida da vara e o caudal, dos quais depende a quantidade de cimento existente no volume de material tratado. A resistência e deformabilidade do solo tratado são as características que apresentam maior dispersão.

No que concerne à resistência mecânica dos materiais tratados pela técnica de *jet grouting* sublinham-se os aspectos qualitativos indicados nos itens subsequentes (Carreto, 1999):

- i) Em solos arenosos os maiores valores de resistência são obtidos através da aplicação do sistema de jacto simples.
- ii) Em solos coesivos os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema JET3.
- iii) Os materiais tratados pelo sistema de jacto duplo apresentam, em geral, menores valores de resistência por comparação com os restantes sistemas.
- iv) Os solos arenosos apresentam maior resistência relativamente aos solos coesivos tratados pelo mesmo sistema de *jet grouting*.
- v) Em solos coesivos, quanto maior é o teor em água natural do solo, menor é a resistência final do solo tratado.
- vi) Quanto maior é o volume de calda injectada por unidade de volume de solo tratado, maior é a resistência à compressão não confinada do material tratado.
- vii) Quanto maior é a relação água / cimento da calda, menor é a resistência do material tratado.
- viii) Com o aumento do tempo de impacto, proporcional ao inverso da velocidade de subida, aumenta a resistência do material quer se trate de solos incoerentes, quer de solos coesivos.
- ix) Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência.

No que se refere à resistência à compressão simples, Carreto sintetizou alguns valores, sem particularizar o tipo de sistema utilizado. Esses valores apresentam-se no quadro 6.4.

Quadro 6.4 – Resistência à compressão de materiais tratados por *jet grouting* (Carreto, 1999)

Autores / data	A/C	Tipo de solo – resistência à compressão simples (MPa)				
		Argila Orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Welsh e Burke/1991	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Baumann et al./1989	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0			3 a 5	5 a 7	6 a 10
Paviani/1989	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Teixeira et al./1987	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
JJGA/1995	-	0,3	1	1 a 3	-	-
Guatterri et al./1994	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-

A aplicação desta técnica a cortinas de estanqueidade permite constatar que, relativamente à permeabilidade, a verticalidade das colunas é mais condicionante que a própria permeabilidade do material tratado. Se a verticalidade das colunas não for controlada de forma eficiente, poderão resultar

daí colunas não secantes, que deixarão passar água entre elas. No entanto é no coeficiente de permeabilidade que esta técnica mais actua, tratando solos com alternâncias argilosas e arenosas, em que técnicas tradicionais não são eficientes. Em geral, obtêm-se valores de coeficiente da permeabilidade da ordem de 10^{-8} a 10^{-11} m/s qualquer que seja o solo objecto de tratamento (Carreto, 1999).

- Vantagens e Desvantagens

A aplicação da técnica de *jet grouting* no reforço de solos apresenta diversas vantagens quando comparada com outras técnicas. As principais vantagens são (Marques, 2008):

- Aplicabilidade a uma gama extensa de solos que vai desde o cascalho a argilas, permitindo também o tratamento de rochas brandas;
- A viabilidade da execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo;
- Possibilidade de tratar solos heterogéneos, através da adaptação dos parâmetros do tratamento a cada um dos solos ao longo do processo;
- Permite o tratamento de solos a cotas inferiores ao nível freático;
- A incorporação de colunas de maior resistência, aumentando o confinamento lateral do solo por essas colunas, melhora o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica;
- Equipamento de dimensões reduzidas permite realizar o tratamento em espaços muito pequenos;
- Possibilidade de obter diversas geometrias;
- A aplicação da técnica não produz vibrações e produz baixo nível de ruído.

A figura 6.21 confirma a versatilidade da técnica quando comparada com os métodos de injeção tradicionais, indicando os limites granulométricos.

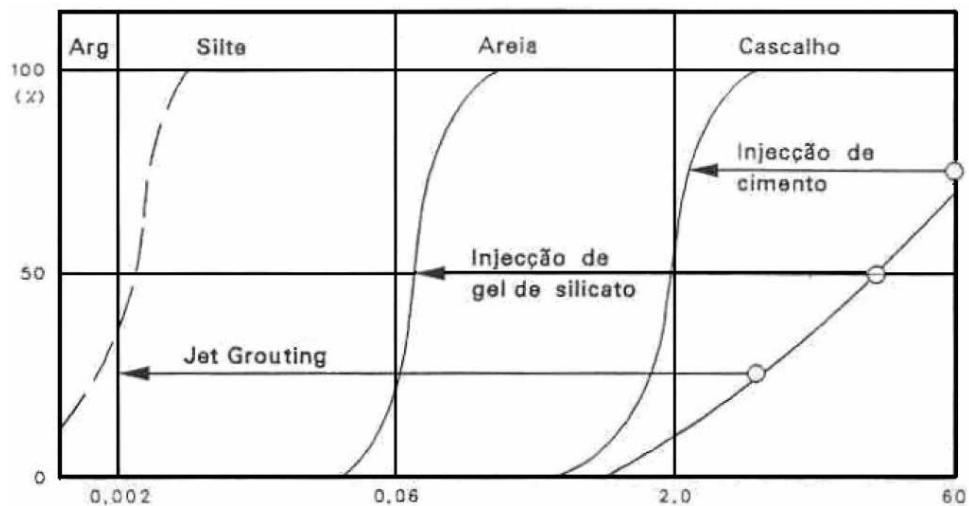


Figura 6.24 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999)

Entre as desvantagens do *jet grouting* encontram-se (Carreto, 1999):

- A elevada dispersão das características mecânicas finais do material, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparado com o betão;
- Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna;

- O controlo deficiente da saída de refluxo (mistura de água com partículas finas de solo e algum cimento que sai pela extremidade superior do furo durante a execução da coluna) pode resultar em movimentos do terreno à superfície;
- Dificuldade de remoção e manejo do material rejeitado (refluxo);
- A realização de colunas verticais está limitada a profundidades não superiores a 15 – 20 m;
- A resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que pode ser um problema para alguns tipos de aplicação, contudo, pode ser minimizado com aceleradores de presa.

6.2.2.3. Deep Soil Mixing

A tecnologia *Deep Soil Mixing*, originária nos anos 70 simultaneamente na Suécia e no Japão, é essencialmente uma técnica de reforço por mistura de cimento no solo (Bruce, 2002). Em 1975, na Suécia, passou a incorporar outros aditivos como a cal por exemplo, utilizando diferentes técnicas de mistura e cabeças de rotação. Actualmente o DSM é uma tecnologia de tratamento do solo *in situ* com incorporação de cimento e (ou) outros materiais, que podem ser introduzidos na forma seca (*dry mixing*) ou em pasta (*wet mixing*) (Brás, 2009).

O método de mistura utilizado e as características do ligante adicionado são factores que, juntamente com o solo que serve de base ao tratamento, vão afectar as características finais do solo como a compressibilidade, a resistência mecânica e a permeabilidade. Esta técnica pode ser aplicada em cortinas de contenção de escavações, cortinas para impermeabilização e estabilização e reforço de terrenos de fundação através da melhoria das suas características geomecânicas. Pode ainda utilizar-se esta técnica na redução do risco de liquefacção de areias e no isolamento de solos contaminados, através da criação de barreiras constituídas por paredes subterrâneas (Sousa, 2009).

O processo de execução divide-se em duas fases principais. A primeira fase consiste na perfuração do terreno, podendo ser executada com recurso a diversos tipos de ferramentas de corte constituídas por trados e lâminas ou pás de mistura, que rodam em torno de eixos verticais. A Figura 6.25 apresenta exemplos de algumas das ferramentas referidas.

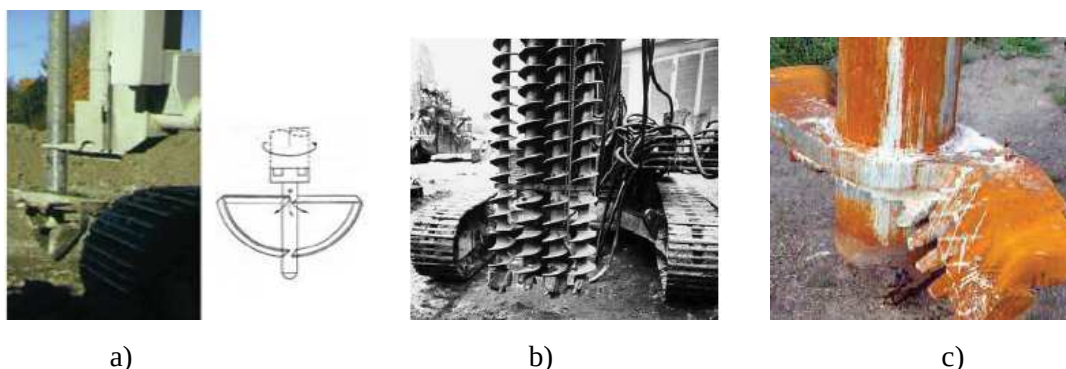


Figura 6.25 – a) aplicação do método sueco de *Dry mixing*; b) sistema de trados utilizado na Alemanha pela Bauer, a partir de 1977 para aplicação do método *Wet mixing*; c) aplicação do método *Wet mixing* na América (Larsson, 2205 – Sousa, 2009)

Como se pode constatar, estas ferramentas foram sofrendo alterações e adaptações, em função das diferentes condições geológico-geotécnicas existentes nos vários países onde se aplica a técnica, existindo actualmente uma grande diversidade de ferramentas de corte.

A segunda fase do processo de execução, identificável na Figura 6.26, é mais ou menos comum às diferentes variantes do método e consiste no posicionamento, penetração e retorno do equipamento de mistura. De um modo geral compreende as seguintes etapas (Brás, 2009):

- posicionamento do trado na vertical (Figura 6.26 a);
- penetração do trado até à profundidade desejada, com desagregação do solo (Figura 6.26 b e c);
- ascensão do trado a um ritmo constante à medida que a mistura previamente preparada é injectada a baixa pressão pelo interior do trado; pelo processo de rotação o solo é envolvido com o aglutinante (Figura 6.26 d);
- execução da coluna até a cota pretendida (Figura 6.26 e).

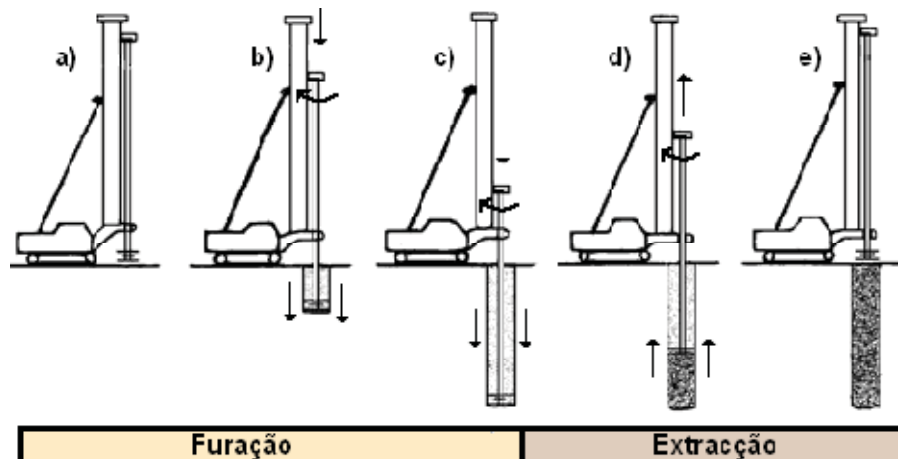


Figura 6.26 – Etapas envolvidas no processo de aplicação da técnica de DSM (Massarsch e Topolnicki, 2005 – Sousa, 2009)

De acordo com o tipo de solo que serve de base ao tratamento, podem surgir dois efeitos:

- efeito “saca-rolhas” (Sousa, 2009):

O chamado efeito “saca-rolhas” está associado à aplicação da técnica em solos constituídos por partículas muito finas, como os siltes e as argilas. Devido à elevada coesão que tipicamente estes solos apresentam, as partículas aderem ao equipamento de corte, não se conseguindo uma mistura eficaz. Para ultrapassar este problema, recorre-se muitas vezes à adição de areia a partir da superfície, antes da extracção do equipamento. Na Figura 6.27 apresenta-se um caso onde se verificou a ocorrência deste efeito, podendo observar-se a grande quantidade de material que aderiu ao equipamento.



Figura 6.27 – Aspecto da ferramenta de corte após a extracção num solo argilosos – efeito “saca-rolhas” (Falk e Sigmud, 2009 – Sousa, 2009)

- efeito de abrasão (Sousa, 2009):

Quando a técnica de DSM é aplicada em solos como cascalhos grossos, durante a furação, promove-se o desgaste do equipamento, não se traduzindo necessariamente na abrasão da ferramenta de corte, ou seja, na perda de secção. Como se verificam maiores vibrações do equipamento, este esforço mecânico leva a que a cabeça de furação, o mastro e as rodas de corte sejam esforçadas dinamicamente, resultando em elevados custos de manutenção e numa perda de eficiência do equipamento.

Tendo em conta os factores que podem reduzir a eficiência da técnica é necessário haver um controlo rigoroso e eficaz para poder aumentar a qualidade da mistura e reduzir a influência de factores como o processo de distribuição do ligante, a presença de ar ou mesmo as reacções químicas que podem surgir durante todo o processo de mistura.

Segundo Sousa (2009), este controlo é efectuado primeiramente em ensaios laboratoriais ou em ensaios de campo, em colunas de teste de modo a obter-se informações sobre os parâmetros de cálculo. Seguidamente, durante a execução podem ser controlados parâmetros como a velocidade de rotação da ferramenta de corte, a quantidade de ligante adicionado, a pressão de injeção da calda e ainda a velocidade de subida e descida do equipamento.

É importante realizar, posteriormente ao processo de execução, ensaios laboratoriais e in situ em colunas de solo tratado, de modo a aferir as propriedades mecânicas da mistura e verificar se o resultado da intervenção se adequa ao objectivo pretendido. Em processos de redução dos assentamentos de um terreno, a avaliação centra-se nas propriedades de deformabilidade do solo tratado, enquanto em casos de estabilização do solo a avaliação mais importante tem em conta a resistência do material tratado.

O quadro 6.5 apresenta resumidamente as propriedades do solo tratado.

Quadro 6.5 – Resumo das propriedades do solo tratado com a técnica DSM (Brás, 2009)

Propriedades do solo tratado com DSM
Resistência à Compressão (UCS)
0,2 a 2 MPa em solos coesivos (U. S. Department of Transportation, 2000);
0,2 a 1 MPa – <i>dry mixing</i> – tratamento com cal e calda de cimento em solos argilosos moles orgânicos (Holm (2005) e Áhnberg (2006) adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007);
0,2 a 2 MPa – <i>dry mixing</i> – tratamento com calda de cimento em solos argilosos moles (Karlsrud & Andersen, 2007);
1 a 6 MPa – <i>wet mixing</i> – tratamento com calda de cimento em solos argilosos moles (Terashi, 2005 adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007)
Módulo de deformabilidade
150 a 500 vezes os valores de UCS, (U.S. Department of Transportation, 2000).
Tensão de corte
40 a 50% os valores de UCS, quando $UCS < 1\text{MPa}$ (rácio com tendência a decrescer com o aumento de UCS), (U.S. Department of Transportation, 2000).

- Geometria do solo tratado

A execução e intersecção das colunas de solo tratado, quando conjugadas de diferentes modos, permitem diferentes formas de tratamento.

Normalmente são realizadas colunas de diâmetro entre 0,5 m e 1,2 m e profundidades entre 15 m e 25 m. Nos países orientais a técnica está mais desenvolvida, existindo equipamentos com mais de uma vara que permitem o tratamento a profundidades maiores (Brás, 2009). A Figura 6.28 apresenta algumas das geometrias possíveis de realizar pela intersecção de colunas.

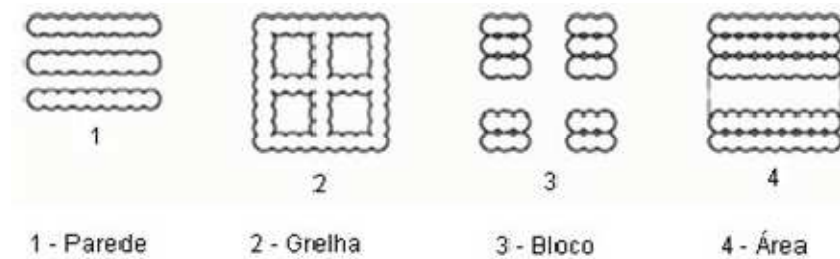


Figura 6.28 – Formas de tratamento possíveis de obter com colunas DSM (adaptado de Bruce et al., 2002 – Brás, 2009)

Segundo Karlsrud & Andresen (2007) podem também ser executadas colunas DSM entre as duas paredes de contenção de uma escavação. Para tal deve ser garantida uma determinada sobreposição, por forma a originar uma “parede” compacta, conforme é apresentado na Figura 6.29. Contudo, pelo facto de as colunas serem executadas após a parede de contenção, não se consegue garantir uma boa ligação entre o tratamento e parede. Tal deve ser solucionado com a realização de colunas “extra” que garantam um contacto adicional (Brás, 2009).

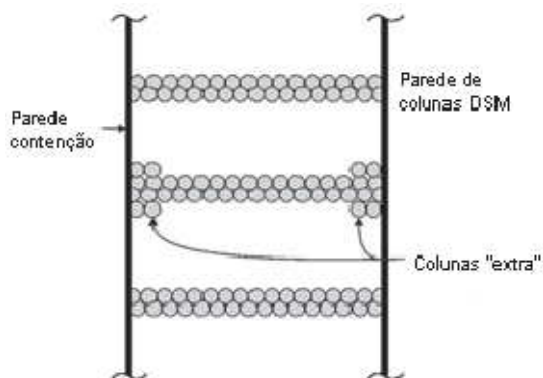


Figura 6.29 – Vista em planta da execução de colunas DSM, formando uma “parede” de solo tratado (adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007 – Brás, 2009)

Na Figura 6.30 é ainda apresentada a possibilidade de efectuar um tratamento contínuo (laje) ao longo de toda a área de escavação, mostrando o faseamento necessário, que consiste na sobreposição de colunas individuais.

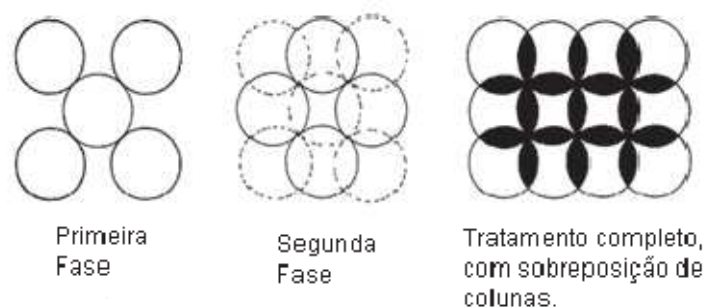


Figura 6.30 – Fases de execução de uma laje com colunas DSM (adaptado de U.S. Department of Transportation, 2000 – Brás, 2009)

A sobreposição de colunas é um aspecto crucial quando se executam tratamentos como os evidenciados nas figuras anteriores. A manutenção da verticalidade das colunas ao longo de toda a zona de sobreposição, bem como a existência de uma área de intersecção adequada são aspectos fundamentais para a obtenção da resistência desejada.

- Vantagens e Desvantagens

O quadro 6.6 apresenta um conjunto de vantagens e desvantagens da técnica de *Deep Soil Mixing*.

Quadro 6.6 – Vantagens e desvantagens da técnica DSM (adaptado de U.S. Department of Transportation, 2000 – Brás, 2009)

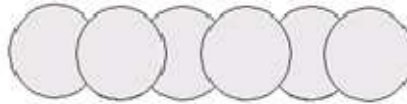
Deep Soil Mixing	
Vantagens	Baixa quantidade de material de refluxo; Baixa vibração e ruído durante a execução; Baixos custos de produção para profundidades até aos 40 m; Facilmente utilizado em quase todo o tipo de solos.
Desvantagens	Necessidade de muito espaço em obra; Não adequado para solos demasiado densos, consistentes e com presença de calhaus; Elevado custo de mobilização dos equipamentos; Uniformidade e qualidade do solo tratado dependem de bastantes factores

6.2.2.4. Cutter Soil Mixing

A técnica de CSM foi desenvolvida e testada pela empresa Bauer Maschinen, na Alemanha, em 2003. Esta técnica tem por base a mistura in situ de agentes estabilizadores no solo, formando paredes contínuas constituídas por painéis de solo tratado adjacentes. O solo é desagregado por acção mecânica de rodas de corte cujo movimento de rotação propicia a mistura de ligantes que são injectados simultaneamente (Sousa, 2009).

A principal diferença da técnica de CSM relativamente aos métodos tradicionais de DSM é o facto de esta técnica recorrer à acção mecânica de rodas que giram em torno de eixos horizontais de forma a produzir painéis rectangulares de solo tratado, em vez de recorrer a ferramentas de corte que giram em torno de eixos verticais para produzir colunas de solo tratado. A Figura 6.31 apresenta esquematicamente a diferença do resultado dos dois métodos.

Métodos tradicionais de DSM



Técnica de CSM



Figura 6.31 – Configuração do tratamento pelos métodos tradicionais de DMS e pela técnica CSM (Sousa, 2009)

A figura 6.32 mostra a cabeça de corte, que é constituída por duas rodas dentadas (fresas) que rodam em sentidos opostos em torno de um eixo horizontal.



a)



b)

Figura 6.32 – Técnica CSM: a) cabeça de corte; b) baixo refluxo após execução de um painel (Stoetzer et al., 2006 – Brás, 2009)

As dimensões dos painéis executados estão cingidas às da cabeça de corte utilizada. Assim, a dimensão final (espessura e largura) é dependente das dimensões de equipamento utilizado. Conforme ilustra a Figura 6.30, podem ser realizados painéis com larguras que variam entre 2,2 m e 2,8 m e espessuras entre 0,5 m e 1,2 m (Stoetzer et al., 2006).

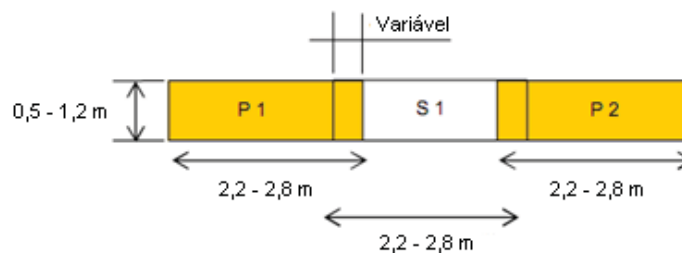


Figura 6.33 – Realização de uma parede CSM pela intersecção de painéis primários (P1 e P2) e secundário (S1) (adaptado de Bauer Maschinn GmbH, 2005 – Brás, 2009)

O processo de execução tem por base os mesmos princípios dos métodos de DSM (Figura 6.34).

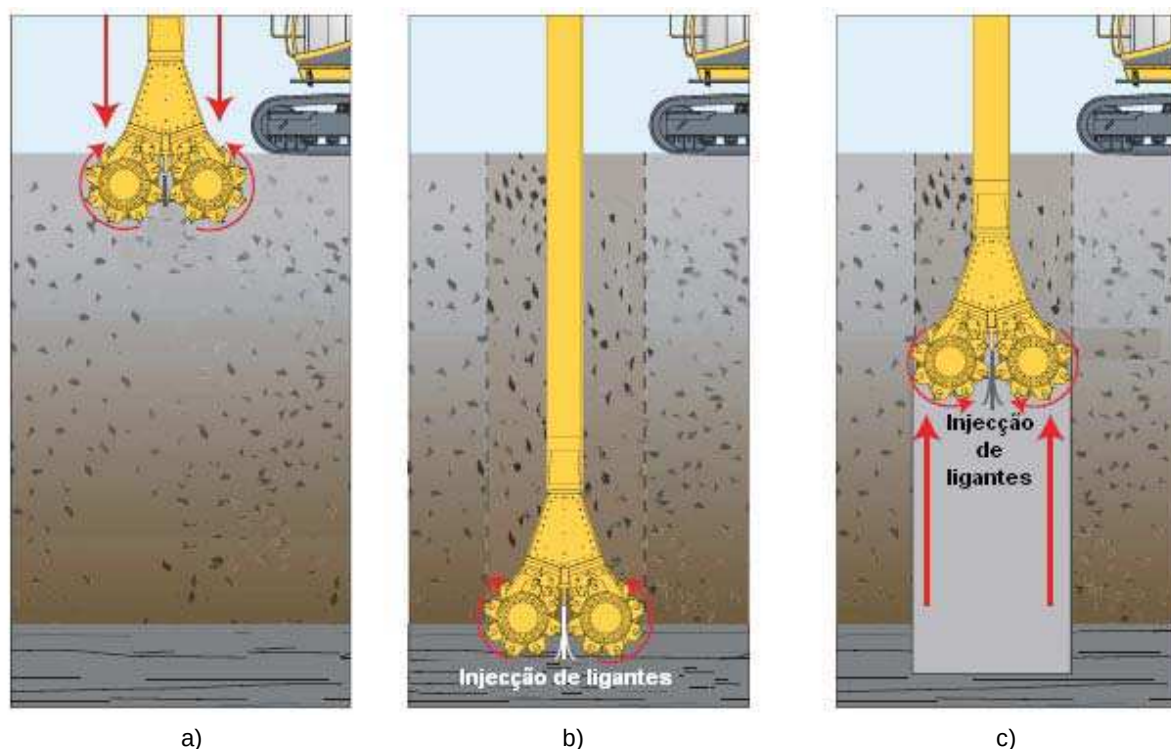


Figura 6.34 – Processo de execução da técnica de CSM: a) início da fase de furação, com desagregação do terreno; b) atingida a profundidade máxima de tratamento, inicia-se a injeção de ligantes; c) extração do equipamento até à superfície, com injeção simultânea de ligantes (www.golder.ca, Sousa, 2009)

Os painéis de solo tratado podem ser reforçados com perfis metálicos, colocados antes do endurecimento do material, conferindo maior rigidez e resistência à estrutura.

Na figura 6.35 apresenta-se o aspecto final de um painel tratado com a técnica de CSM.



Figura 6.35 – Aspecto final de um painel de solo tratado com CSM (www.remtech2008.com – Sousa, 2009)

O quadro 6.7 apresenta alguns aspectos relevantes inerentes ao CSM.

Quadro 6.7 – Resumo dos aspectos mais relevantes inerentes ao CSM (adaptado de Bauer Maschinen GmbH, 2005 – Brás, 2009)

Cutter Soil Mixing
Boas práticas de execução
Durante a penetração do equipamento no solo, a rotação preferencial dos discos é do interior para o exterior;
A velocidade de descida do equipamento deve situar-se entre os 10 e 60 cm/min.
Resistências alcançadas
Resistência à compressão entre 5 e 15 MPa;
Quantidade de cimento adicionada entre 200 a 450 kg/m ³ de solo.

Esta técnica é recorrentemente utilizada para o melhoramento das características geomecânicas do solo, para execução de paredes subterrâneas contínuas, para execução de cortinas de contenção de escavações, para instalação de elementos de redução de risco de liquefacção de areias e para tratamento de solos contaminados.

- Vantagens e Desvantagens

No seguinte quadro, 6.8, são resumidas as vantagens e desvantagens deste método.

Quadro 6.8 – Vantagens e desvantagens da técnica CSM (Brás, 2009)

Cutter Soil Mixing
Vantagens
O solo existente é utilizado como material de construção;
Pequena quantidade de material de refluxo;
Elevado rendimento de produção (200 m ³ /dia);
Com a selecção de rodas dentadas apropriadas consegue-se fragmentar/destruir praticamente todos os tipos de solos;
Inexistência de juntas entre painéis;
Elevado grau de verticalidade e homogeneidade dos painéis;
Podem obter-se profundidades de tratamento da ordem dos 55 m.
Desvantagens
Equipamento demasiado recente, inexistência de experiência de construção em algumas empresas;
Custo de execução elevado.

6.2.2.5. Jet Grouting vs Cutter Soil Mixing

O seguinte quadro apresenta sinteticamente uma análise comparativa entre o *jet grouting* e a técnica de *Cutter Soil Mixing*.

Quadro 6.9 – Análise comparativa entre o jet grouting e a técnica de CSM (Sousa, 2009)

Propriedades	Jet Grouting	CSM
Geometria do tratamento	Colunas com diâmetros até 2,0 m. O diâmetro das colunas de solo tratado depende do tipo de solo e do tipo de jet utilizado.	Painéis rectangulares com comprimento máximo de 2,180 m e espessura até 1,20 m. A dimensão final dos painéis depende apenas das dimensões do equipamento utilizado.
	Dificuldade em conhecer o diâmetro das colunas em profundidade, sobretudo em solos muito heterogéneos.	Conhecimento da geometria do solo tratado em profundidade.
Características do processo de execução e custos associados	A desagregação do terreno é conseguida por meio de jactos de alta pressão.	A desagregação do terreno é feita por acção mecânica das rodas dentadas.
	Grande quantidade de refluxo.	Quantidade reduzida de refluxo.
	Ausência de vibrações.	Ausência de vibrações.
	Equipamento de menores dimensões.	Equipamento de maiores dimensões.
	Custos reduzidos do equipamento.	Custos elevados do equipamento.
Tipo de solo	Aplicável a praticamente todos os tipos de solo. Não é eficaz em solos com rochas de grandes dimensões pois dificultam a projecção da calda e em solos arenosos pode causar assentamentos do terreno.	Aplicável a praticamente todos os tipos de solos. Não é tão eficaz em solos densos, compactos ou com presença de blocos de grandes dimensões.
Profundidade máxima	45 m	80 m
Tempo de execução	Em condições semelhantes, são equivalentes em termos de tempo de execução	

6.3. CONCLUSÕES

De entre as soluções descritas, só algumas teriam eficácia no caso de serem aplicadas, justificando-se neste ponto a escolha dessas soluções.

Primeiramente ter-se-á de dizer que a criação de banquetas ao longo do talude ajudaria à sua estabilização.

Em relação à drenagem superficial sugere-se a criação de valetas horizontais e verticais, as primeiras colocadas nas banquetas caso elas existam. Para a drenagem em profundidade, a própria galeria do baluarte já assegura parte dela na zona superior; no restante talude, sugere-se a utilização de valas drenantes, como as usadas na muralha de Chaves.

Qualquer uma destas técnicas de reforço é muito interessante, no entanto são muito sensíveis. A que se apresenta como melhor solução, por permitir o uso de equipamentos mais pequenos, com custos mais reduzidos, e por haver uma experiência mais significativa, será a técnica de *jet-grouting*.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

Após a exposição detalhada do trabalho realizado efectuada nos capítulos precedentes, nomeadamente dos resultados das análises numéricas efectuadas, apresentam-se neste ponto as principais lições extraídas.

A partir do estudo levado a cabo, e apesar das suas características exploratórias com carácter muito preliminar, foi possível chegar a algumas conclusões.

Concluiu-se que é importante recorrer a campanhas de caracterização e ensaios sobre terrenos envolvidos que conduzam à obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade com rigor, pois neste caso o erro de cálculo em relação a esses valores poderá ser muito elevado.

Para a análise de estabilidade os métodos escolhidos foram os que o programa package da Geoslope, SLOPE/W[®], inclui. O critério de resistência escolhido foi o de Morh-Coulomb, por proceder uma análise em tensões efectivas, com base na coesão e ângulo de resistência ao corte.

Os valores dos coeficientes de segurança foram discutidos, concluindo-se que estes aumentam com o aumento da coesão e com o abaixamento do nível freático. No perfil 1 o coeficiente de segurança é sempre superior à unidade, considerando-se por isso estável; no perfil 2 a instabilidade surge com a presença de água a um nível elevado, associada a uma coesão nula; no perfil 3 encontram-se valores do coeficiente de segurança inferiores à unidade, quando o nível freático está mais elevado, excepto quando o valor da coesão sobe para 20 kPa, e quando a água apresenta um nível médio associado a coesão nula. Para condições em que o nível freático se situa a grande profundidade - solos secos -, o coeficiente de segurança é superior a 1 em todos os perfis.

Para tentar perceber os mecanismos que induzem os deslocamentos registados nos inclinómetros e estações /alvos topográficos foi feita uma análise numérica em tensão-deformação. Tendo em conta o carácter preliminar do trabalho, nesta análise realizada no programa SIGMA/W[®], por simplificação, foi considerado o modelo elástico em todos os solos, e o módulo de deformabilidade constante ao longo da espessura de cada camada.

Começou-se por aumentar a carga sobre a encosta, sem modificar as características do solo, até chegar ao deslocamento pretendido. A carga foi aumentada na zona das construída até obter os resultados que convergissem com os valores observados, uma vez que se admite que o aumento na zona do baluarte não teria significativa influência. No perfil 1 a força teria de aumentar para 60 kN/m², no perfil 2 para 450 kN/m², e no perfil 3 para 70kN/m². Todos estes valores se mostram excessivos, principalmente

no perfil 2, não sendo por isso considerado o excesso de carga como causa principal (e muito menos única) da instabilidade.

Mantendo-se depois a carga e diminuindo o valor do módulo de deformabilidade, chegou-se à conclusão que mais uma vez, por si só, não seria a causa da instabilidade. No perfil 1, o valor do módulo de deformabilidade do material 3 teria baixar até 20MPa; no perfil 2 não foi possível chegar ao valor pretendido, mesmo diminuindo ao máximo os valores de todos os materiais; no perfil 3, a diminuição do valor do material 3 não foi suficiente, mantendo-se este nos 15MPa, diminuiu-se depois o do material 2 até aos 5MPa, valor muito baixo, irrealista.

A confirmação do movimento rotativo, quase circular, desde a rocha até à superfície foi confirmado; quanto mais à superfície fossem as superfícies de deslizamento, menor era o coeficiente de segurança.

Tentou-se ainda transpor o estado de tensão da pior situação do programa SIGMA/W para o SLOPE/W, para calcular a estabilidade com base nas tensões, mas por problemas relacionados com os programas, alheios ao autor deste trabalho, tal não foi possível.

Analisando a evolução do coeficiente de segurança, conclui-se que as soluções passam pela drenagem e reforço do terreno. Para obter as condições desejadas as soluções passarão, de forma mais concreta, pela utilização de colunas/valas drenantes construídas de materiais granulares e pelo tratamento de algumas zonas com colunas de solo tratado pela técnica de jet-grouting.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Acerca do prosseguimento de estudos no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões fundamentais:

- alargamento da área de inspecção ao baluarte adjacente (baluarte do Socorro) onde se verifica grandes movimentos com danos claros nas ameias, etc., da zona em estudo, e muralha entre eles, pois também apresentam sinais de instabilidade;
- melhoria dos meios de furação, amostragem e enraizamento de uma campanha de prospecção, obtendo parâmetros de resistência e de deformabilidade através de ensaios como o SPT e o CPT nos horizontes terrosos, PMT nas zonas subjacentes às fundações das muralhas e realização de alguns ensaios triaxiais em laboratório;
- aumento da instrumentação, de forma a possibilitar o estudo de mais perfis onde se possam identificar valores de deslocamentos, e suas direcções; será determinante fazer um estudo cuidadoso das condições hidrológicas e identificação das zonas sazonais de oscilação freática, pelo que é determinante a colocação de um criterioso sistema de piezómetros e succómetros;
- realização de análises num programa de elementos finitos com modelos elasto-plásticos, como o Plaxis®, que permitirá uma análise conjunta de comportamento tensão-deformação e plastificação generalizada; as análises feitas pelo SIGMA/W e SLOPE/W, são a esse nível limitadas pois se o primeiro desenvolve uma análise em tensões-deformações, o segundo limita-se à verificação em estados limites de rotura;
- realização de análises numéricas tridimensionais, de forma a melhor aproximar a modelação numérica às condições reais da geometria da obra em apreço, e poder avaliar factores que não são possíveis analisar em modelações bidimensionais.

BIBLIOGRAFIA

- Alonso, U. R. (1999). *Rebaixamento temporário de aquíferos*, São Paulo
- Amaral, C. P., D'Orsi, R. N. (1992). *Caracterização Geológico-Geotécnica voltada à estabilidade de encostas*, 1ª COBRAE, vol. III, Anais, Rio de Janeiro
- Antunes, C. (1995). *Levantamentos Topográficos*, Engenharia Geográfica, D.M.F.C.U.L.
- ASCE – American Society of Civil Engineers (1980)
- Augusto Filho, O., Virgili, J.C. (1998). *Estabilidade de Taludes*, Geologia da Engenharia. ABGE, São Paulo
- Augusto-Filho, O., (1995). *Escorregamentos em encostas naturais ocupadas: análise e controle*, Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente, Série Meio Ambiente, ABGE/IPT
- Bastos, I. G. (2006). *Estabilização de Encostas Através de Drenagem Profunda: Estudo de um caso de estabilização com Túnel de Drenagem*, Dissertação em Mestrado de Engenharia Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- Baumann, V., Dupeuble, P. (1984). *The jet grouting process and its utilization in some European countries*. Colectânea da Teixeira Duarte, S.A.
- Becker (2001). *Site characterization geotechnical and geo-environmental engineering handbook*. Kluwer Academic Publishing, Norwell, U.S.A., p.69-105
- Brás, J. (2009). *O uso de técnicas de Jet-Grouting ou similares em escavações em solos argilosos moles*. Dissertação em Mestrado de Engenharia Civil, FEUP
- Bressani, L. A. (2009). *Instrumentação em Obras Geotécnicas – Taludes e Escavações*, COBRAE, São Paulo, Brasil
- Cai, F., Ugai, K. (1999). *Effects of horiontal drains on ground water level and slope stability*, Slope Stability Engineering, Balkema, Rotterdam, p. 551-556
- Campos, T.M. (1994). *Notas de Aula da Disciplina Estabilidade de Taludes*, Mestrado em Geotecnia, PUC-Rio, Rio de Janeiro
- Caputo, H.P., (1996). *Mecânica dos solos e suas aplicações*, Livros técnicos e científicos Editora Ltda, Rio de Janeiro
- Carreto, J. (1999). *Jet grouting. A problemática do dimensionamento e do controlo de qualidade*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, FCTUNL, Lisboa
- Catanho, A., Laranja, G., Côrte, R.(2009). *Visita Técnica à ligação em via expresso ao porto do Funchal – Túnel da Pontinha*, Capítulo 3, Mestrado em Engenharia Civil, Universidade da Madeira
- Cedergren, H. R. (1968). *Seepage, drainage, and flow nets*, John Wiley & Sons, Inc., New York
- Chowdhurry, R. N. (1978). *Slope Analysis*. Elsevier Scientific Publishing Co, Amesterdam.
- Costa et al, (2010). *Reconstrução do baluarte do Cavaleiro da Muralha de Chaves*
- Coutinho, R.Q., Severo, R. N. F. (2008) *Investigação Geotécnica Para Projecto de Estabilidade de Encostas*, COBRAE, Brasil
- Cruz, J., Rocha, R. (2008) *Relatório de Monitorização da Muralha de Valença*, IGESPAR, Porto

- Cruz, J., Rocha, R., Andrade, R. (2007) *Relatório de Monitorização da Muralha de Valença*, IGESPAR, Porto
- Cunha, M. A., Farah, F., Cerri, L. E. S., Gomes, L. A., Galvês, M. L., Bitar, O. Y., Augusto Filho, O., Silva, W. S. (1991). *Ocupação de encostas*, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo
- Dobereiner, L., Vaz, L. F. (1998). *Tratamento de maciços naturais*. Oliveira, A. M. S., Brito, S. N. A. (eds), Geologia de Engenharia, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo
- Dyminski, A. S. (2010). *Notas de Aula – Estabilidade de Taludes*, UFPR (<http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/TC019/Taludes.pdf>)
- Faggion, P. L. (1999). *Obtenção dos elementos de calibração e certificação de medidores eletrônicos de distância em campo e laboratório*, Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná
- Fara, A. (1989). *Il sistema e la città – Architettura fortificata dell'Europa moderna, dai trattati alle realizzazioni, 1464-1794*, Ed. Sagep, Génova
- Fernandes, C.P., Amaral, C.P. (1996). Movimentos de Massa: uma abordagem geológico-geomorfológica. *Geomorfologia e meio ambiente*, cap.3, Bertrand do Brasil, Rio de Janeiro.
- Fernandes, M. M. (2006a). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*, Volume 1, FEUP Edições, Porto
- Fernandes, M. M. (2006b). *Mecânica dos Solos*, II Volume, FEUP, Porto
- FEUP (1999). *Estabilização de taludes – Casos de obra Portugueses*, Curso de Curta Duração, Porto
- Fumo, F. (2000). *Verificação da Estabilidade da Barreira de Maputo*, Trabalho de Licenciatura, Universidade Eduardo Mondlane, Faculdade de Engenharia
- Futai e outros (2005). *Evolução de uma voçoroca por escorregamentos retrogressivos em solo não saturado*, COBRAE, Salvador
- GCO (1984). *Geotechnical Manual for Slopes*. Geotechnical Control Office, Engineering Development Department, Hong Kong.
- GEO (1993). *Guide to Site Investigation. Geoguide, 2*. Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.
- Geo Report (1992). *Performance oh horizontal drains in Hong Kong*, Hong Kong
- GeoRio (2000a). *Análise e Investigação Manual Técnica do Encostas*, vol.1, GeoRio, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro
- GeoRio (2000b). *Drenagem e Protecção Superficial Manual Técnica do Encostas*, vol.2, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro
- Geoslope (2001). *Tutorials*, Geoslope International Ltda, Canadá
- Gerscovich, D. M. S. (2010). *Estabilidade de Taludes*, Notas de Aula, Departamento de Estruturas e Fundações, UERJ (<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/estabilidade.pdf>)
- Gil, J., Cabrita, A. (1996). *Os mais belos castelos e fortalezas de Portugal*, Editorial Verbo, Lisboa
- Gil, S. (2009). *Relatório de Monitorização da Muralha de Valença*, IGESPAR, Porto
- Grave, J. *Castelos Portugueses – Enciclopédia pela Imagem*, Lello & Irmão Editores, Porto

- Guedes, et al (2007). *Os fortes de terra na fronteira ao longo do rio Minho*, 5º ATP, Universidade de Aveiro
- Guidicini, G, Nieble, C.M. (1976). *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*, Edgard Blucher, São Paulo
- Guidicini, G., Nieble C., (1984). *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*, Ed. Edgard Blücher Ltda., São Paulo
- Kenney, T. C., Pazin, M., Choi, W. S., (1977). *Design of Horizontal Drains for Soil Slopes*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.103
- Koeing, L. A., Zanetti, M. A. Z., Faggion, P. L. (2007). *Fundamentos de Topografia*
- Lau, K. C., Kenney, T. C., (1983). *Horizontal drains to stabilize clay slopes*, Canadian Geotechnical Journal, v.21, p.241-249
- Marques, D. (2008). *Reforço de solos de fundação com colunas de Jet Grouting encabeçadas por geossintéticos*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP
- Neves, M. A. A. P. (1990). *Valença na História e na Lenda*, Valença do Minho
- Nogueira JR., J. (1986). *Colmatação química dos drenos de barragens por compostos de ferro*. ABGE, São Paulo
- Nonveiller, E. (1981). *Efficiency of horizontal drains on slope stability*, Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10º, Stockolm, Balkema, Rotterdam
- Nunes, A. L. P. (2005). *Dicionário de Arquitectura Militar*, Caleidoscópio, Casal de Cambra
- Ortigão, J. A. R. (2001). *Instrumentação Geotécnica*, Curso de Curta Duração, FEUP, Porto
- Ortigão, J. A. R. (2004). *Handbook of Slope Stabilisation*, Springer Verlag, Heidelberg
- Ortigão, J. A. R. (2007). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*, Terratek
- Ortigão, J. A. R., Sayão, A. (1999). *Estabilização de Taludes – Experiência Brasileira em Maciços de Solos Residuais*, Curso de Curta Duração, FEUP, Porto
- Pacheco, Freitas Neto e Severo (2006). *Análise da estabilidade das falésias de Tibau do Sul por métodos de equilíbrio limite*, III Congresso de Iniciação Científica do CEFETRN
- Parsons – FCG Consortium (2004). Programa Aeroportos Portugal, *Relatório Final Análise das Terraplanagens*, NAER
- Rico, A., Castilho, H. (1974). *La ingenieria de suelos em alas vias terrestres*, Editora Limusa, México
- Rochi, E. (1894). *Le origini della fortificazione moderna. Studi storico-sritici*, Voghera Enrico, Roma
- Rodrigues, D. (2009). *Jet-Grouting – Controlo da Qualidade em Terrenos do Miocénico de Lisboa*. Dissertação em Mestrado de Engenharia Geológica, FCTUNL, Lisboa
- Silva, M. M., Coutinho, R. Q., Lacerda, W. A. *Estudo de um movimento de massa ocorrido numa encosta em Camaragibe, Pernambuco*, COBRAE
- Silvério Coelho, (1996). *Tecnologia de Fundações*, Edições E.P.G.E., Amadora
- SLOPE INDICATOR (1994), *Application Guide*, USA
- SLOPE INDICATOR (1996), *Geotechnical & Sructural Instrumentation*, USA

Sousa E. (2009). *A técnica de cutter soil mixing aplicada a escavações urbanas. Aspectos gerais e caso de estudo*, Capítulo 2. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP

Stroud, M. A. (1988). The standard penetration test – its application and interpretation. Penetration Testing in U.K., Proc of the Geot. Conf. Inst. Of Civil Engineers, Birmingham, p. 24-49. Thomas Telford, London

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York

Turner, A. K., McGuffey, V. C. (1996). *Organization of investigation process*. A. Keith Turner, Robert L. Schuster, editors. Special Report / Transportation Research Board, National Research Council, 247. Washington, Chap. 7, p. 121-128

Valente, B. (2010). *Temporal na ilha da Madeira – Causas, consequências e formas mitigadoras dos danos*, Ingenium nº116, II Série

Varnes, D. J. (1978). *Slope moviment types and processes*, Landslides Analysis and Control, National Academy of Sciences, Washington

Ventura da Cruz, (2008). Plano Director Municipal de Valença do Minho *Cap.4 – Caracterização Física*, Câmara Municipal de Valença do Minho

Viana da Fonseca, A. (1998). *Adaptação livre de Application Guide (1996, SLOPE INDICATOR Inc., USA)*, FEUP, Porto

Viana da Fonseca, A. (2004). *Notas de Aula*, Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP

Viana da Fonseca, A. (2009). *Nota Técnica sobre proposta da Mota-Engil para levantamento topográfico prospecção geotécnica, disposição de instrumentos de monitorização de níveis de água superficiais e movimentos relativos das massas de terrenos que envolvem e sustentam os baluartes do Carmo e do Socorro e muralha entre eles*, Porto

Xunta de Galicia (2006). *Descubrir a historia – Plan director das fortalezas transfronteirizas de Maixo Minõ*, Litonor Artes Gráficas

http://docentes.esa.ipcb.pt/lnova/AULA_HEB_3.pdf, Visitada em 7 de Abril de 2010

<http://pt.euronews.net/2010/02/16/derrocadas-de-terras-em-italia-calabria-maierato-sanfratello/>, Visitada em 20 de Março de 2010

<http://www.pousadas.pt/historicalhotels/PT/pousadas/searchresults>, Visitada em 12 de Junho de 2010

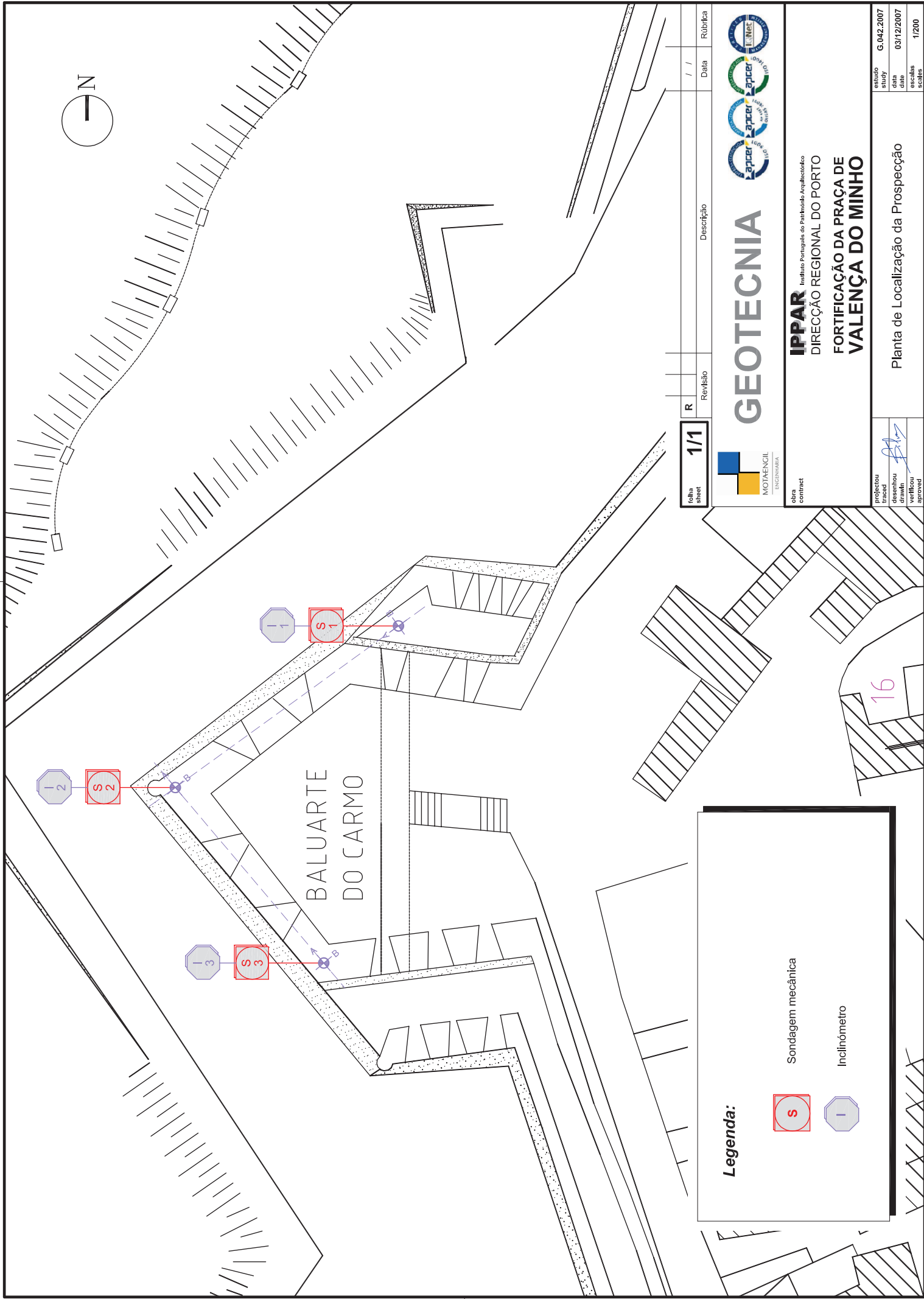
<http://www.roscience.com/>, Visitada a 25 de Junho de 2010

<http://zonaderisco.blogspot.com/2010/02/deslizamento-de-terra-assusta-regiao-da.html>, Visitada em 20 de Março de 2010

https://portal.navfac.navy.mil/portal/page/portal/NAVFAC/NAVFAC_WW_PP/NAVFAC_NFESC_PP/ENVIRONMENTAL/ERB/DEEPMX, Visitada em 22 de Maio de 2010

ANEXOS

ANEXO A1 – PLANTA DO BALUARTE DO CARMO



Legenda:



Sondagem mecânica



Inclinómetro

folha sheet	1/1	R		Revisão		Descrição		Data	/ /	Rúbrica
----------------	-----	---	--	---------	--	-----------	--	------	-----	---------



GEOTECNIA



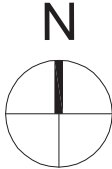
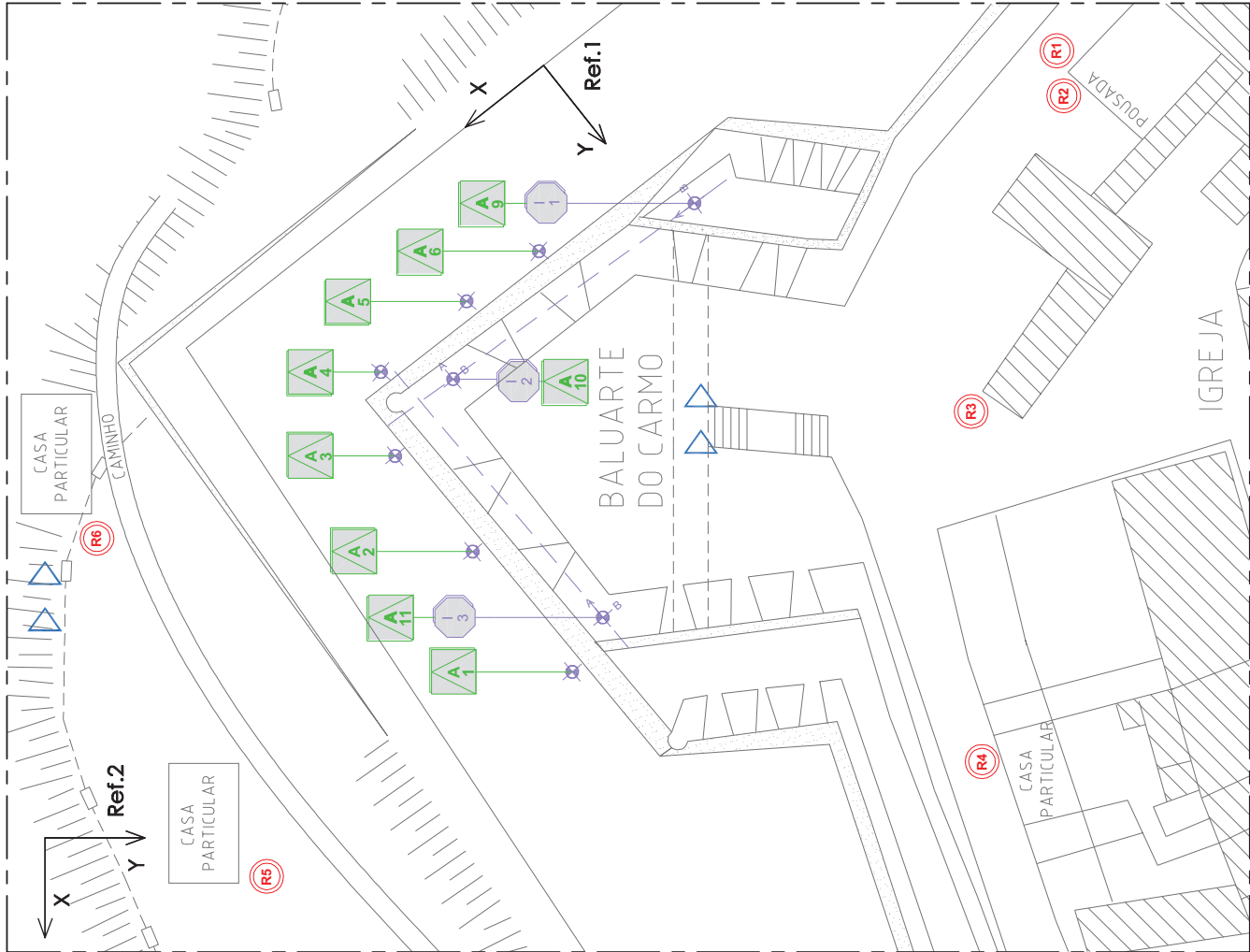
obra
contract

IPPAR
Instituto Português do Património Arquitectónico
DIRECÇÃO REGIONAL DO PORTO
FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO

Projectou traced	
desenhou drawn	
verificou approved	

Planta de Localização da Prospeção

estudo study	G.042.2007
data date	03/12/2007
escalas scales	1/200



Legenda:	
	Inclinómetro
	Alvo Topográfico
	Prisma de Referência
	Estação
	Ref.1 Alvos Muralha
	Ref.2 Alvos Inclinómetros

A	Novos Sistemas de Referência dos Alvos Topográficos	21-12-2009	Leandro F.	
Alt.	Designação	Data	Execut.	Aprov.
		LISBOA Rua Mário Dionísio, n.º 2 2795-355 Linda-a-Velha Tel: 214158200 Fax: 214158700 PORTO Rua do Rêgo Lameiro, n.º 38 4300-454 Porto Tel: 225190300 Fax: 225190303 email: moto-engl@mota-engl.pt		
Proj.	IGESPAR – Instituto de Gestão do Património Arquitectónico e Arqueológico Fortificação da Praça de Valença do Minho		c21233A(....).dwg	
Des. Manuel Martins			Data 22/05/2009	Esc. 1:250
Ver.			Fundações Especiais 01	
Planta de Localização da Instrumentação		Execução		
Aprov.			Des. N.º 13995 . 001 A	

Este desenho é propriedade da MOTA-ENGL-Engenharia e Construção s.a., não podendo ser utilizado, reproduzido no todo ou em parte, ou comunicado a terceiros sem sua expressa autorização.

ANEXO A2 – REGISTOS FOTOGRÁFICOS DAS AMOSTRAS RECOLHIDAS NAS SONDAGENS

▪ Sondagem S1



▪ Sondagem S2



▪ Sondagem S3



ANEXO A3 – LOGS DAS SONDAGENS

▪ Sondagem S1

		SONDAGEM Nº		S1							
		ESTUDO		G.042.2007							
Pág. 1 de 4											
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização			COTA: COMPRIMENTO: 37,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=								
DIÂMETRO: 0,00-21,00m=170mm 21,00-37,00m=140mm		REVESTIMENTO: 0,00-21,00m=203mm 21,00-37,00m=152mm		EQUIPAMENTO: Dando Investigator 3000 TIPO SONDAGEM: Rotação INÍCIO: 28-08-2007 TERMINO: 31-08-2007							
Comprimento (m) 0 20 40 60 80 100	R.Q.D. % Recup. (%)	Fratura região	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT		Ensaio	Nível da Água	Inclímetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)			
0						Terra vegetal.					
1											
2											
3											
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
Direcção de Geotecnia Travessa das Lages, 224 Zona Industrial de S. Cebaloso 4405 - 134 Camelas VNG Telef.: 22 716 93 00 Fax: 22 716 93 02 e-mail: geotecnia@mota-engil.pt								FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira			

GEO.095.2 - Log de Sondagem

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S1	
		ESTUDO		G.042.2007	
Pág. 3 de 4					
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização			COTA: COMPRIMENTO: 37,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=		
DIÂMETRO: 0,00-21,00m=170mm 21,00-37,00m=140mm		REVESTIMENTO: 0,00-21,00m=203mm 21,00-37,00m=152mm		EQUIPAMENTO: Dando Investigator 3000 INÍCIO: 28-08-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 31-08-2007	

Comprimento (m)	R.Q.D. (%)	% Recup. (%)	Fraducação	Atenuação	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro				
								% Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	Penetração							
0								0	10	20	30	40	50	60			
21							Areia fina a média, silto-argilosa, castanha, micacea com fragmentos de micaxisto muito alterado e decomposto.										
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	

Direcção de Geotecnia Travessa dos Lagos, 224 Zona Industrial de S. Caetano 4405 - 154 Canelas VNG		Telef.: 22 716 93 00 Fax: 22 716 93 02 e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira	
--	--	--	--	--	--	---	--

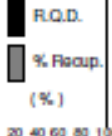
GEO 095 2 - Long de Sondagem

▪ Sondagem S2

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S2		
		ESTUDO		G.042.2007		
		Pág. 1 de 5				
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização		COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=				
DIÂMETRO: 0,00-45,00m-101mm REVESTIMENTO: 0,00-42,00m-113mm EQUIPAMENTO: Mustang A-32 INÍCIO: 24-07-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 27-07-2007						
Comprimento (m) 0 20 40 60 80 100	R.Q.D. % Recup. (%) 0 20 40 60 80 100	Graduação Alteração Estratigrafia Simbologia	Ensaios SPT 1ª Fase 2ª e 3ª Fase (nº de pancadas) Penetração			Ensaios Nivel da Água Inclímetro
			Descrição			
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 Terra vegetal. Areia fina a grosseira, argilo-siltosa, micacea, acastanhada, com blocos, calhaus e seixos dispersos. Nível com concentração elevada de calhaus e seixos. Areia fina a grosseira, argilo-siltosa, micacea, acastanhada, com blocos, calhaus e seixos dispersos.						
Direcção de Geotecnia Travessa dos Lagos, 224 Telef.: 22 716 55 00 Zona Industrial de S. Caetano Fax: 22 716 93 02 4405 - 124 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt					FEITO POR: <i>Miguel Prazeres</i> VERIFICADO POR: <i>Nuno Oliveira</i>	

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S2																
		ESTUDO		G.042.2007																
		Pág. 2 de 5																		
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça do Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização		COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=																		
DIÂMETRO: 0,00-45,00m-101mm REVESTIMENTO: 0,00-42,00m-113mm EQUIPAMENTO: Mustang A-32 INÍCIO: 24-07-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 27-07-2007																				
Comprimento (m) 0 20 40 60 80 100	R.Q.D. % Recup. (%)	Fraturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT		Ensaio	Nível da Água	Inclímetro									
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)				4ª Fase								
0								0	10	20	30	40	50	60						
10						Areia a grosseira, argilo-siltosa, micácea, acastanhada, com blocos, calhaus e seixos dispersos.														
20						Areia fina silto-argilosa, micácea, acastanhada.														
30																				
40																				
50																				
60																				
70																				
80																				
90																				
100																				
Direcção de Geotecnia Travessa das Lages, 224 Telef.: 22 716 93 00 Zona Industrial de S. Carlotano Fax: 22 716 93 02 4405 - 134 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira																

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S2	
		ESTUDO		G.042.2007	
		Pág. 3 de 5			
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização		COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=			
DIÂMETRO: 0,00-45,00m=101mm		REVESTIMENTO: 0,00-42,00m=113mm		EQUIPAMENTO: Mustang A-32	
		TIPO SONDAGEM: Rotação		INÍCIO: 24-07-2007	
				TERMINO: 27-07-2007	

Comprimento (m)	 R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	Penetração			
0	0 20 40 60 80 100						0 10 20 30 40 50 60					
21						Areia fina silto-argilosa, micáceas, acastanhada.						
22												
23												
24												
25												
26												
27												
28												
29												
30												

Direcção de Geotecnia Travessa dos Lagos, 224 Telef.: 22 716 93 00 Zona Industrial de S. Caetano Fax: 22 716 93 02 4425 - 124 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
--	--	--	--	---

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S2	
		ESTUDO		G.042.2007	
		Pág. 4 de 5			
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça do Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização		COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=			
DIÂMETRO: 0,00-45,00m-101mm REVESTIMENTO: 0,00-42,00m-113mm EQUIPAMENTO: Mustang A-32 INÍCIO: 24-07-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 27-07-2007					

Comprimento (m)	R.Q.D. %	% Recup. (%)	Fraturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT		Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro
								1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)			
0	0	0						0	0			
10								10				
20								20				
30								30				
40								40				
50								50				
60								60				
70												
80												
90												
100												

31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
Areia fina silto-argilosa, micácea, acastanhada. Areia fina, silto-argilosa, micácea, castanha-acinzentada.																																																																					

Direcção de Geotecnia Travessa das Lages, 224 Telef.: 22 716 93 00 Zona Industrial de S. Carlevo Fax: 22 716 93 02 4405 - 134 Carlevo VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
--	--	--	--	---

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº	S2
		ESTUDO	G.042.2007
Pág. 5 de 5			
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização		COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=	
DIÂMETRO: 0,00-45,00m=101mm REVESTIMENTO: 0,00-42,00m=113mm EQUIPAMENTO: Mustang A-32 INÍCIO: 24-07-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 27-07-2007			

Comprimento (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	Penetração			
0												
41						Aroia fina, silto-argilosa, micácea, castanha-acinzentada.						
42						Gnaíse cinza-acastanhado, muito alterado e parcialmente decomposto.						
43	70.0											
44												
45												
46	85.0					Gnaíse cinza-esbranquiçado.						
47												
48												
49												
50												

Direcção de Geotecnia Travessa dos Lagos, 224 Telef.: 22 716 93 00 Zona Industrial de S. Caetano Fax: 22 716 93 02 4405 - 194 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt		   	FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
--	--	--	---

▪ Sondagem S3

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S3	
		ESTUDO		G.042.2007	
Pág. 1 de 5					
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização			COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=		
DIÂMETRO: 0,00-45,00m-101mm		REVESTIMENTO: 0,00-42,00m-113mm		EQUIPAMENTO: Mustang A-32	
				INÍCIO: 19-07-2007	
				TERMINO: 24-07-2007	
TIPO SONDAGEM: Rotação					

Comprimeto (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fraturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	4ª Fase			
0						Terra vegetal.						
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												

Direcção de Geotecnia Travessa dos Lagos, 224 Zona Industrial de S. Caetano 4405 - 194 Canelas VNG		Telef.: 22 716 93 00 Fax: 22 716 93 02 e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
--	--	--	--	--	--	---

 GEOTECNIA	SONDAGEM Nº		S3	
	ESTUDO		G.042.2007	
	Pág. 2 de 5			
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça da Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização		COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=		
DIÂMETRO: 0,00-45,00m=101mm REVESTIMENTO: 0,00-42,00m=113mm EQUIPAMENTO: Mustang A-32 INÍCIO: 19-07-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 24-07-2007				

Comprimeto (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro				
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	Para tracção							
0	20	40	60	80	100		0	10	20	30	40	50	60			
11						Areia fina a grossa, argilo-siltosa, micácea, acastanhada, com blocos (D _{máx} < 40cm).										
15						Areia fina, silto-argilosa, micácea, acastanhada.										
19						Areia fina, silto-argilosa, micácea, cinza-acastanhada.										
23																

Direcção de Geotecnia Travessa das Lages, 224 Telef.: 22 716 93 00 Zona Industrial de S. Cebaloso Fax: 22 716 93 02 4405 - 134 Caniões VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
---	--	--	--	---

 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S3	
		ESTUDO		G.042.2007	
Pág. 3 de 5					
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização			COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=		
DIÂMETRO: 0,00-45,00m-104mm REVESTIMENTO: 0,00-42,00m-113mm EQUIPAMENTO: Mustang A-32 INÍCIO: 19-07-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 24-07-2007					

Comprimeto (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro					
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	Penetração								
0	0						0	10	20	30	40	50	60				
21						Areia fina, silto-argilosa, micácea, cinza-acastanhada.											
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	

Direcção de Geotecnia Travessa das Lagoas, 224 Telef.: 22 716 93 00 Zona Industrial de S. Caetano Fax: 22 716 93 02 4405 - 134 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
---	--	--	--	---

 GEOTECNIA	SONDAGEM Nº		S3	
	ESTUDO		G.042.2007	
	Pág. 4 de 5			
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça do Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização			COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=	
DIÂMETRO: 0,00-45,00m-101mm REVESTIMENTO: 0,00-42,00m-113mm EQUIPAMENTO: Mustang A-32 INÍCIO: 19-07-2007 TIPO SONDAGEM: Rotação TERMINO: 24-07-2007				

Comprimento (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT		Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro						
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)									
0	0						0	10	20	30	40	50	60				
30						Areia média a fina, silto-argilosa, micáceas, acastanhada.											
30																	
30																	
30																	
30																	
30																	
30																	
30																	
30																	
30																	
30																	
40																	

Direcção de Geotecnia Travessa das Lages, 224 Telef.: 22 716 93 00 Zona Industrial de S. Cártero Fax: 22 716 93 02 4405 - 134 Canelas VNG e-mail: geotecnia@mota-engil.pt				FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
--	--	--	--	---

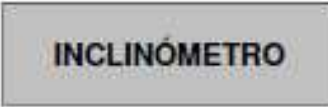
 GEOTECNIA		SONDAGEM Nº		S3	
		ESTUDO		G.042.2007	
		Pág. 5 de 5			
CLIENTE: IPPAR - Inst. Português do Património Arquitectónico PROJECTO: Fortificação da Praça de Valença do Minho LOCALIZAÇÃO: Ver planta de localização		COTA: COMPRIMENTO: 45,00m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M= P=			
DIÂMETRO: 0,00-45,00m=101mm		REVESTIMENTO: 0,00-42,00m=113mm		EQUIPAMENTO: Mustang A-32	
				INÍCIO: 19-07-2007	
				TERMINO: 24-07-2007	
				TIPO SONDAGEM: Rotação	

Comprim. (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT		Ensaio	Nível da Água	Inclinómetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)			
0	0						0	0			
10							10				
20							20				
30							30				
40							40				
50							50				
60							60				
70							70				
80							80				
90							90				
100							100				

Direcção de Geotecnia Travessa das Lagoas, 224 Zona Industrial de S. Cebriano 4405 - 134 Canelas VNG Telef.: 22 716 93 00 Fax: 22 716 93 02 e-mail: geotecnia@mota-engil.pt			FEITO POR: Miguel Prazeres VERIFICADO POR: Nuno Oliveira
--	--	--	---

ANEXO A4 – REGISTOS DAS LEITURAS DOS INCLINÓMETROS

■ Inclínómetro I1

														
Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA										Estudo Inclinómetro Direcção Página		G.042.2007 I 1 A + B 1 de 4		
DESLOCAMENTO (mm)														
Data		25/10/07		23/11/07		Data		25/10/07		23/11/07				
Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Direcção A	Direcção B	Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Direcção A	Direcção B	Direcção A	Direcção B			
0.5	1.42	-2.94	1.46	-2.87	25.5	0.34	-1.85	0.64	-1.41					
1.0	0.80	-2.31	1.07	-1.96	26.0	0.35	-1.70	0.61	-1.26					
1.5	0.86	-2.32	1.15	-1.89	26.5	0.41	-1.50	0.67	-1.04					
2.0	0.97	-2.26	1.22	-1.80	27.0	0.39	-1.59	0.63	-1.15					
2.5	0.86	-2.25	1.25	-1.92	27.5	0.33	-1.45	0.53	-1.14					
3.0	0.88	-2.27	1.31	-1.96	28.0	0.34	-1.39	0.47	-1.16					
3.5	0.90	-2.30	1.33	-2.00	28.5	0.30	-1.48	0.46	-1.18					
4.0	0.89	-2.39	1.33	-2.10	29.0	0.29	-1.60	0.35	-1.43					
4.5	0.97	-2.40	1.40	-2.28	29.5	0.30	-1.50	0.37	-1.27					
5.0	0.99	-2.29	1.43	-2.26	30.0	0.35	-1.41	0.42	-1.36					
5.5	0.99	-2.20	1.45	-2.18	30.5	0.23	-1.25	0.35	-1.23					
6.0	1.00	-2.16	1.44	-2.04	31.0	0.25	-1.14	0.39	-1.22					
6.5	0.99	-2.30	1.42	-2.18	31.5	0.21	-1.10	0.28	-1.19					
7.0	0.97	-2.40	1.42	-2.33	32.0	0.22	-0.95	0.26	-0.93					
7.5	0.95	-2.46	1.44	-2.37	32.5	0.20	-0.74	0.22	-0.77					
8.0	0.94	-2.42	1.45	-2.32	33.0	0.14	-0.67	0.10	-0.78					
8.5	0.90	-2.47	1.37	-2.41	33.5	0.11	-0.40	0.04	-0.57					
9.0	0.90	-2.50	1.35	-2.55	34.0	0.18	-0.31	0.11	-0.51					
9.5	0.89	-2.62	1.38	-2.56	34.5	0.10	-0.41	0.05	-0.54					
10.0	0.89	-2.72	1.37	-2.47	35.0	0.04	-0.23	-0.05	-0.33					
10.5	0.86	-2.84	1.33	-2.39	35.5	0.03	-0.12	-0.04	-0.36					
11.0	0.82	-2.48	1.28	-2.19	36.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
11.5	0.83	-2.42	1.35	-2.11										
12.0	0.83	-2.44	1.34	-2.15										
12.5	0.83	-2.50	1.35	-2.08										
13.0	0.81	-2.42	1.35	-1.92										
13.5	0.76	-2.29	1.28	-1.78										
14.0	0.72	-2.32	1.24	-2.03										
14.5	0.74	-2.33	1.29	-2.07										
15.0	0.74	-2.42	1.30	-2.18										
15.5	0.71	-2.45	1.25	-2.03										
16.0	0.68	-2.40	1.19	-2.20										
16.5	0.55	-2.38	0.99	-2.28										
17.0	0.52	-2.31	0.95	-2.03										
17.5	0.48	-2.37	0.94	-2.11										
18.0	0.48	-2.45	0.96	-1.96										
18.5	0.49	-2.43	0.93	-1.99										
19.0	0.45	-2.42	0.91	-1.98										
19.5	0.51	-2.45	0.93	-1.96										
20.0	0.50	-2.36	0.95	-1.84										
20.5	0.45	-2.50	0.88	-1.92										
21.0	0.45	-2.44	0.84	-1.88										
21.5	0.41	-2.42	0.81	-2.02										
22.0	0.39	-2.47	0.77	-2.17										
22.5	0.39	-2.48	0.75	-2.11										
23.0	0.33	-2.44	0.71	-2.08										
23.5	0.35	-2.53	0.71	-2.14										
24.0	0.37	-2.38	0.73	-1.94										
24.5	0.32	-2.18	0.66	-1.77										
25.0	0.29	-1.94	0.63	-1.54										



GEOTECNIA



INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo G.042.2007
Inclinómetro I 1
Direcção A + B
Página 2 de 4

DESLOCAMENTO (mm)

18/01/08			18/01/08		
Data			Data		
Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Prof. (m)	Direcção A	Direcção B
0.5	2.11	-5.28	25.5	0.93	-1.20
1.0	1.72	-4.48	26.0	0.90	-0.95
1.5	1.77	-4.30	26.5	0.96	-0.92
2.0	1.76	-4.25	27.0	0.91	-1.02
2.5	1.70	-4.37	27.5	0.80	-0.89
3.0	1.71	-4.39	28.0	0.73	-0.79
3.5	1.70	-4.37	28.5	0.60	-0.84
4.0	1.67	-4.42	29.0	0.59	-1.08
4.5	1.74	-4.31	29.5	0.66	-0.93
5.0	1.70	-4.19	30.0	0.82	-0.85
5.5	1.71	-3.98	30.5	0.72	-0.57
6.0	1.69	-3.75	31.0	0.60	-0.44
6.5	1.67	-3.76	31.5	0.62	-0.46
7.0	1.66	-3.61	32.0	0.53	-0.29
7.5	1.65	-3.47	32.5	0.48	-0.20
8.0	1.71	-3.27	33.0	0.28	-0.18
8.5	1.67	-3.26	33.5	0.14	0.16
9.0	1.69	-3.24	34.0	0.16	0.25
9.5	1.76	-3.19	34.5	0.04	0.09
10.0	1.74	-3.03	35.0	-0.13	0.23
10.5	1.80	-2.83	35.5	-0.10	-0.04
11.0	1.81	-2.65	36.0	0.00	0.00
11.5	1.90	-2.77			
12.0	1.88	-2.53			
12.5	1.85	-2.40			
13.0	1.85	-2.28			
13.5	1.69	-2.23			
14.0	1.69	-2.47			
14.5	1.76	-2.50			
15.0	1.74	-2.46			
15.5	1.69	-2.26			
16.0	1.59	-2.29			
16.5	1.32	-2.20			
17.0	1.28	-2.18			
17.5	1.25	-2.26			
18.0	1.28	-2.17			
18.5	1.25	-2.11			
19.0	1.19	-2.13			
19.5	1.21	-2.23			
20.0	1.27	-1.97			
20.5	1.17	-2.02			
21.0	1.14	-2.01			
21.5	1.16	-2.10			
22.0	1.11	-2.10			
22.5	1.05	-2.01			
23.0	1.05	-1.81			
23.5	1.05	-1.91			
24.0	1.07	-1.77			
24.5	0.99	-1.60			
25.0	0.92	-1.42			



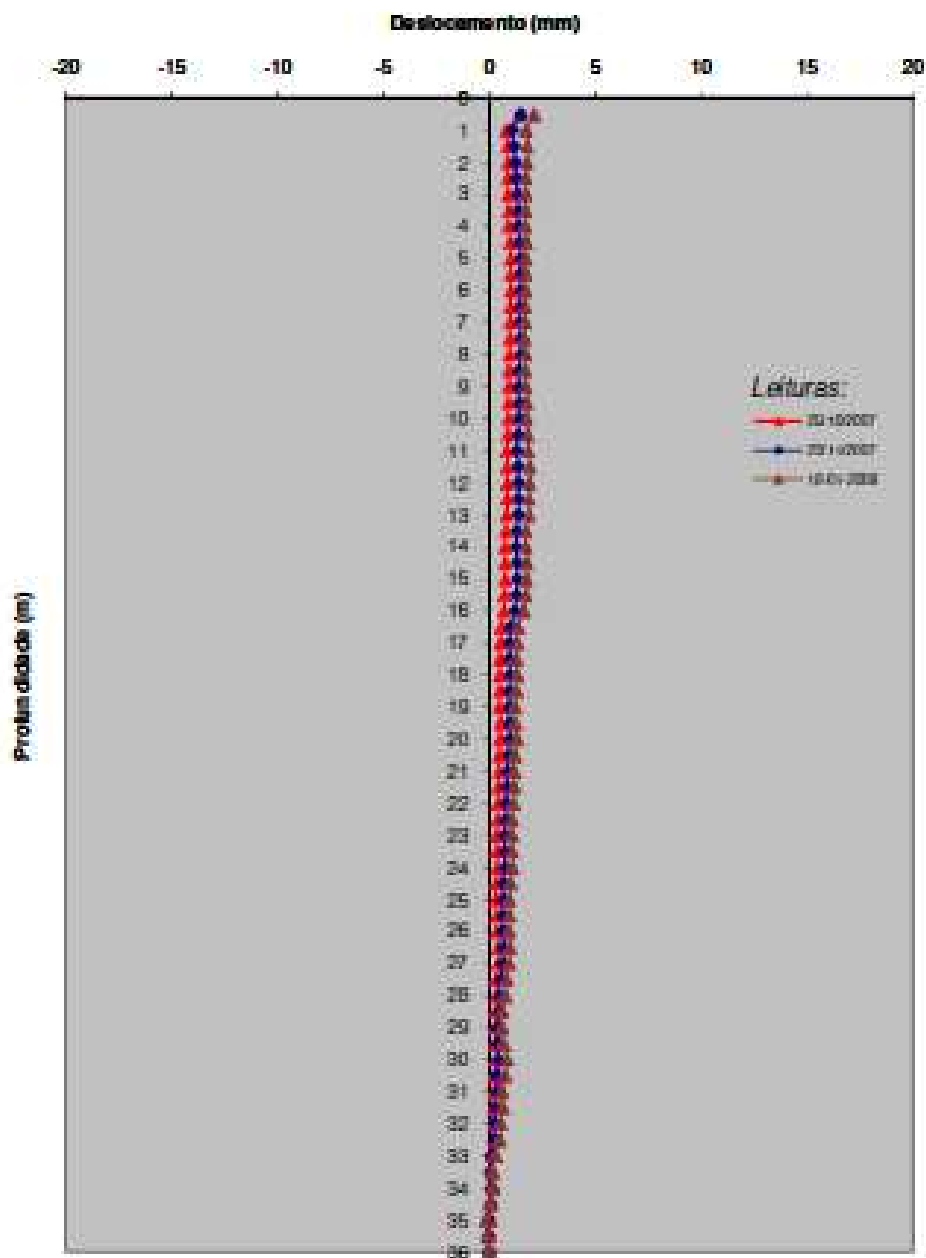
GEOTECNIA



INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 1
Direcção	A (N234°)
Página	3 de 4



Leitura Inicial - 25-09-2007



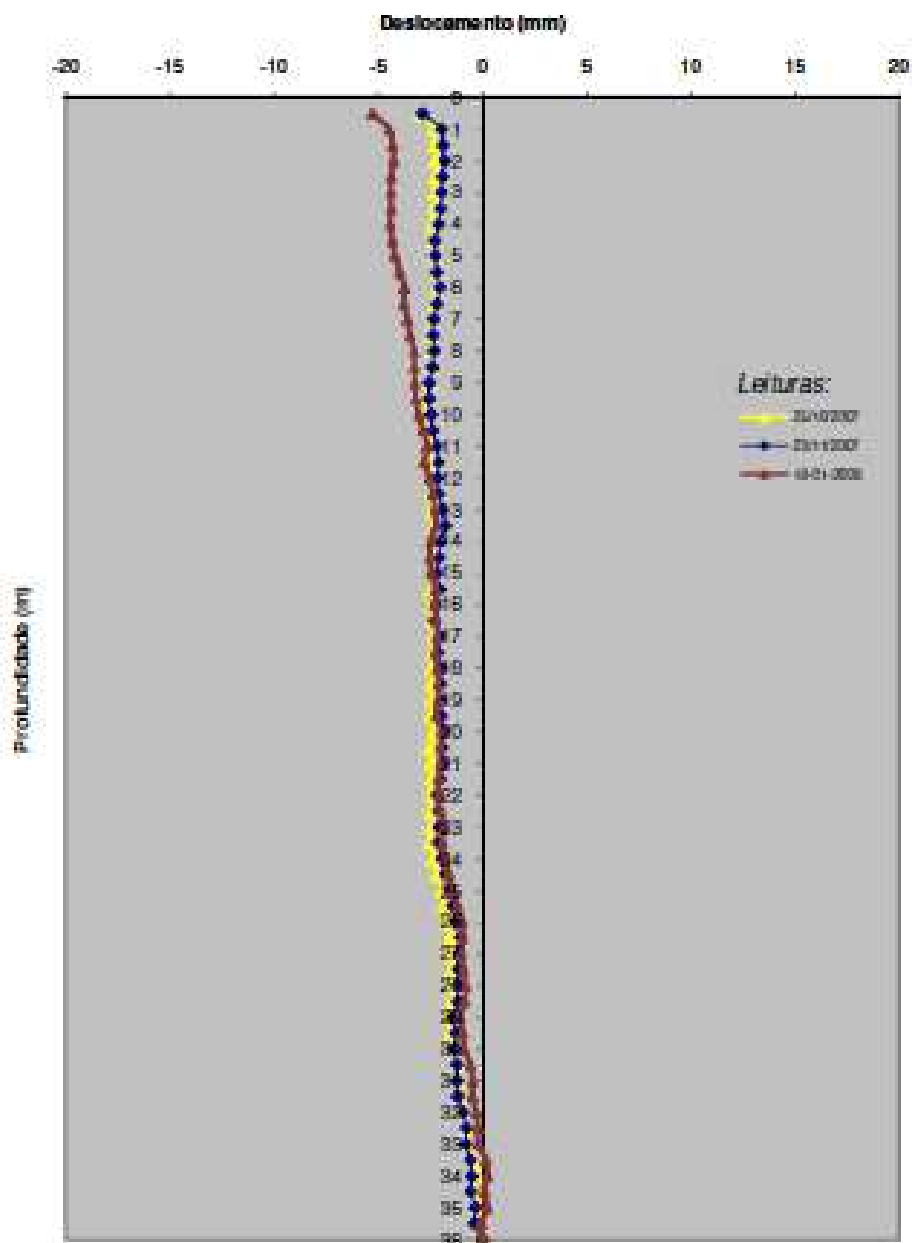
GEOTECNIA



INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 1
Direcção	B (N324°)
Página	4 de 4



Leitura Inicial - 25-09-2007

▪ Inclínómetro I2



GEOTECNIA



INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico	Estudo	G.042.2007
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO	Inclinómetro	I 2
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA	Direcção	A + B
	Página	1 de 4

DESLOCAMENTO (mm)

Data	25/10/07		23/11/07		Data	25/10/07		23/11/07	
Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Direcção A	Direcção B	Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Direcção A	Direcção B
0.5	0.82	16.39	1.15	23.94	25.5	-0.13	11.75	-0.07	15.84
1.0	0.85	15.99	1.14	23.51	26.0	-0.21	11.50	-0.11	15.58
1.5	0.82	15.64	1.10	23.22	26.5	-0.21	11.26	-0.13	15.23
2.0	0.61	15.25	1.04	22.87	27.0	-0.18	11.11	-0.13	14.79
2.5	0.57	14.94	0.99	22.49	27.5	-0.15	10.87	-0.07	14.53
3.0	0.55	14.74	0.97	22.13	28.0	-0.15	10.60	-0.09	14.20
3.5	0.53	14.47	0.89	21.71	28.5	-0.18	10.33	-0.13	13.88
4.0	0.51	14.18	0.83	21.24	29.0	-0.18	10.05	-0.13	13.47
4.5	0.51	13.85	0.81	20.84	29.5	-0.21	9.88	-0.21	13.14
5.0	0.48	13.49	0.78	20.48	30.0	-0.22	9.50	-0.25	12.68
5.5	0.48	13.63	0.74	20.57	30.5	-0.30	9.17	-0.34	12.22
6.0	0.47	13.63	0.77	20.41	31.0	-0.24	8.84	-0.34	11.62
6.5	0.39	13.81	0.64	20.37	31.5	-0.27	8.47	-0.34	11.22
7.0	0.33	14.02	0.57	20.42	32.0	-0.27	8.17	-0.33	10.86
7.5	0.27	14.18	0.50	20.37	32.5	-0.30	7.87	-0.38	10.56
8.0	0.27	14.36	0.47	20.27	33.0	-0.29	7.57	-0.36	10.08
8.5	0.26	14.49	0.47	20.31	33.5	-0.32	7.11	-0.41	9.54
9.0	0.25	14.54	0.44	20.31	34.0	-0.35	6.73	-0.46	9.12
9.5	0.20	14.44	0.36	20.24	34.5	-0.35	6.42	-0.41	8.66
10.0	0.18	14.47	0.32	20.28	35.0	-0.35	6.17	-0.39	8.17
10.5	0.18	14.57	0.37	20.31	35.5	-0.41	5.98	-0.47	8.02
11.0	0.16	14.71	0.39	20.35	36.0	-0.40	5.67	-0.47	7.55
11.5	0.17	14.84	0.39	20.29	36.5	-0.39	5.31	-0.45	7.12
12.0	0.08	14.83	0.27	20.09	37.0	-0.39	4.94	-0.46	6.68
12.5	0.08	14.88	0.27	20.02	37.5	-0.42	4.71	-0.50	6.39
13.0	0.07	14.90	0.25	20.14	38.0	-0.45	4.50	-0.51	6.04
13.5	0.07	14.98	0.26	20.21	38.5	-0.44	4.32	-0.45	5.67
14.0	0.07	15.00	0.24	20.27	39.0	-0.34	3.91	-0.32	5.26
14.5	0.05	14.99	0.16	20.37	39.5	-0.32	3.79	-0.32	4.96
15.0	0.04	15.08	0.08	20.29	40.0	-0.28	3.58	-0.31	4.66
15.5	0.01	15.13	0.10	20.17	40.5	-0.28	3.28	-0.34	4.20
16.0	0.00	15.19	0.09	20.20	41.0	-0.26	3.05	-0.34	3.83
16.5	0.01	15.29	0.09	20.22	41.5	-0.21	2.82	-0.27	3.56
17.0	0.01	15.44	0.08	20.20	42.0	-0.09	2.15	-0.18	3.17
17.5	0.04	15.49	0.11	20.26	42.5	-0.09	1.83	-0.18	2.93
18.0	0.01	15.46	0.03	20.27	43.0	-0.08	1.52	-0.05	2.38
18.5	0.02	15.39	0.07	20.25	43.5	-0.04	1.23	-0.03	1.90
19.0	-0.02	15.47	0.02	20.29	44.0	-0.01	1.00	0.00	1.35
19.5	-0.01	15.58	-0.07	20.25	44.5	0.01	0.63	0.07	0.67
20.0	0.00	15.68	-0.07	20.28	45.0	0.00	0.00	0.00	0.00
20.5	-0.02	15.60	-0.07	20.11					
21.0	-0.08	15.06	-0.17	19.74					
21.5	-0.08	14.94	-0.17	19.36					
22.0	-0.06	14.55	-0.10	18.97					
22.5	0.01	14.18	0.01	18.58					
23.0	-0.02	13.76	-0.02	18.19					
23.5	-0.10	13.23	-0.08	17.54					
24.0	-0.16	12.79	-0.15	17.06					
24.5	-0.12	12.47	-0.09	16.65					
25.0	-0.15	12.12	-0.11	16.18					



INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 2
Direcção	A + B
Página	2 de 4

DESLOCAMENTO (mm)

Data	18/01/08		Data	18/01/08	
Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Prof. (m)	Direcção A	Direcção B
0.5	3.89	-42.16	25.5	1.51	-12.68
1.0	3.65	-41.78	26.0	1.52	-12.12
1.5	3.56	-41.34	26.5	1.47	-11.81
2.0	3.48	-41.01	27.0	1.44	-11.60
2.5	3.38	-40.59	27.5	1.47	-11.12
3.0	3.39	-40.37	28.0	1.42	-10.69
3.5	3.31	-40.02	28.5	1.33	-10.35
4.0	3.24	-39.64	29.0	1.32	-10.10
4.5	3.17	-39.29	29.5	1.19	-9.66
5.0	3.07	-38.80	30.0	1.14	-9.59
5.5	2.93	-37.74	30.5	0.92	-9.30
6.0	2.84	-37.01	31.0	0.89	-9.21
6.5	2.86	-36.29	31.5	0.88	-8.80
7.0	2.55	-35.62	32.0	0.94	-8.38
7.5	2.51	-34.93	32.5	0.81	-7.88
8.0	2.46	-34.17	33.0	0.85	-7.79
8.5	2.40	-33.31	33.5	0.70	-7.55
9.0	2.30	-32.33	34.0	0.65	-6.99
9.5	2.23	-31.42	34.5	0.65	-6.76
10.0	2.21	-30.54	35.0	0.62	-6.51
10.5	2.28	-29.85	35.5	0.42	-5.79
11.0	2.34	-29.09	36.0	0.41	-5.71
11.5	2.26	-28.43	36.5	0.47	-5.44
12.0	2.14	-27.88	37.0	0.36	-5.15
12.5	2.16	-27.14	37.5	0.16	-4.72
13.0	2.17	-26.27	38.0	0.08	-4.46
13.5	2.14	-25.46	38.5	0.23	-4.42
14.0	2.05	-24.64	39.0	0.51	-4.10
14.5	1.88	-23.77	39.5	0.34	-3.41
15.0	1.80	-23.05	40.0	0.26	-2.89
15.5	1.88	-22.44	40.5	0.16	-2.79
16.0	1.85	-21.84	41.0	0.18	-2.50
16.5	1.82	-21.22	41.5	0.30	-1.81
17.0	1.84	-20.63	42.0	0.37	-1.26
17.5	1.90	-19.96	42.5	0.32	-0.50
18.0	1.79	-19.28	43.0	0.22	-0.37
18.5	1.85	-18.65	43.5	0.19	-0.46
19.0	1.73	-17.82	44.0	0.19	-0.21
19.5	1.56	-16.93	44.5	0.25	-0.12
20.0	1.55	-16.15	45.0	0.00	0.00
20.5	1.62	-15.40			
21.0	1.41	-15.15			
21.5	1.39	-14.92			
22.0	1.46	-14.60			
22.5	1.66	-14.23			
23.0	1.61	-13.90			
23.5	1.54	-13.86			
24.0	1.42	-13.67			
24.5	1.55	-13.43			
25.0	1.43	-13.19			



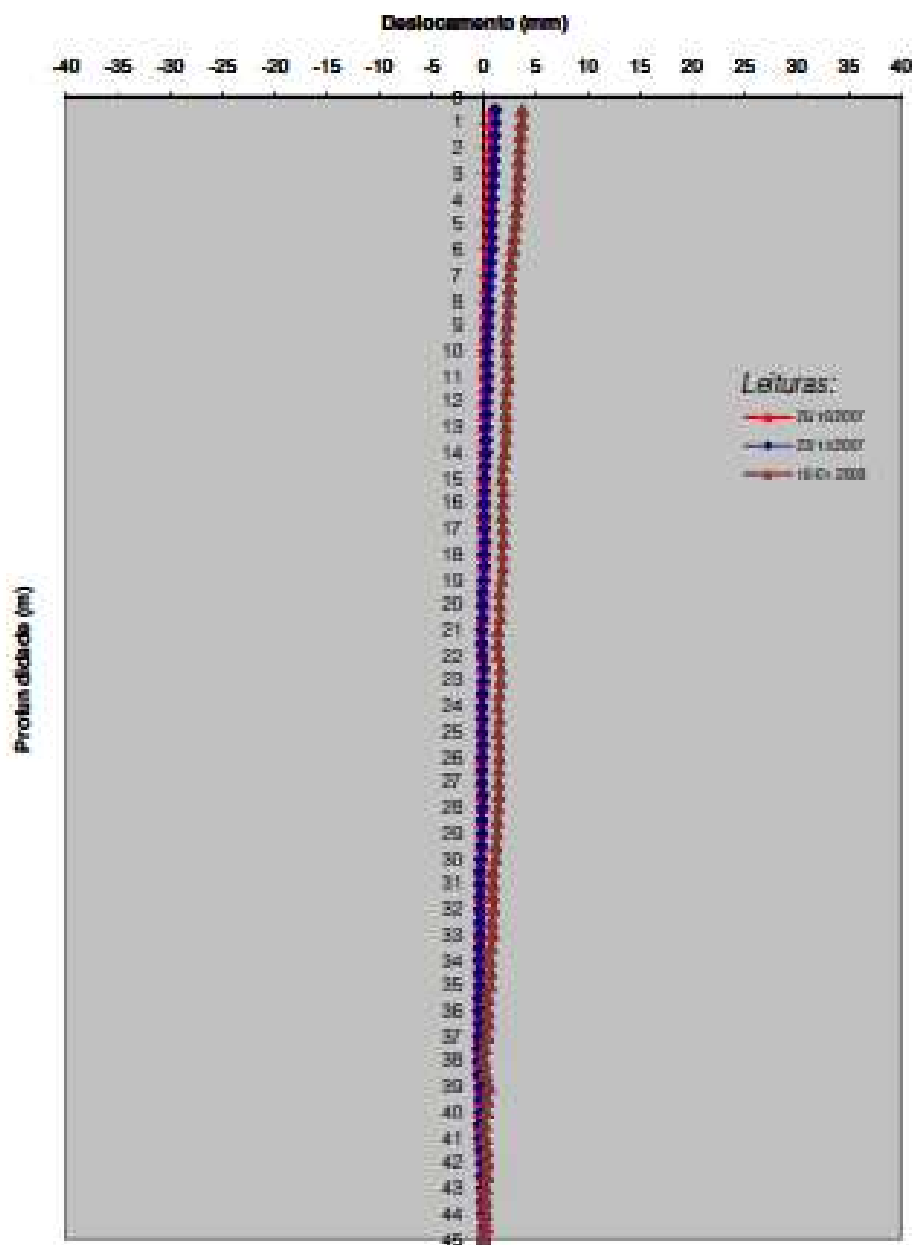
GEOTECNIA



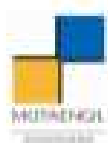
INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 2
Direcção	A (N317°)
Página	3 de 4



Leitura inicial - 25-09-2007



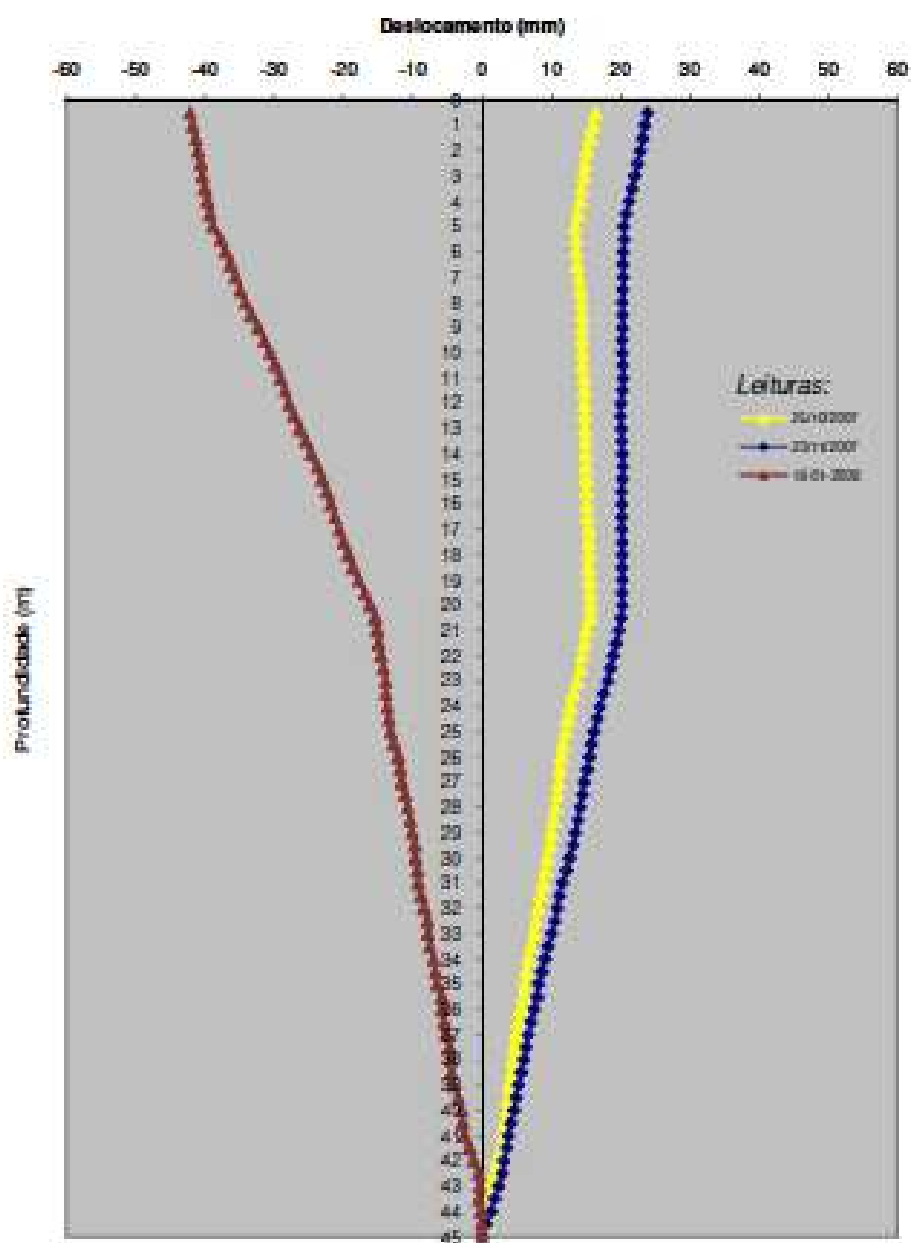
GEOTECNIA



INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 2
Direcção	B (N47°)
Página	4 de 4



Leitura Inicial - 25-09-2007

■ Inclínómetro I3



GEOTECNIA



INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo G.042.2007
Inclínómetro I 3
Direcção A + B
Página 1 de 4

DESLOCAMENTO (mm)

Data	25/10/07		23/11/07		Data	25/10/07		23/11/07	
Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Direcção A	Direcção B	Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Direcção A	Direcção B
0.5	-1.13	-9.52	-0.35	-17.57	25.5	-0.92	-4.96	-0.73	-8.13
1.0	-1.36	-9.44	-0.71	-17.64	26.0	-0.91	-4.90	-0.72	-7.97
1.5	-1.35	-9.31	-0.56	-17.49	26.5	-0.87	-4.85	-0.70	-7.74
2.0	-1.35	-9.21	-0.66	-17.46	27.0	-0.87	-4.87	-0.65	-7.58
2.5	-1.37	-9.18	-0.74	-17.11	27.5	-0.86	-4.75	-0.66	-7.28
3.0	-1.37	-9.08	-0.75	-16.61	28.0	-0.79	-4.64	-0.67	-7.13
3.5	-1.39	-9.01	-0.74	-16.46	28.5	-0.78	-4.58	-0.67	-7.01
4.0	-1.38	-8.95	-0.75	-16.34	29.0	-0.80	-4.51	-0.73	-6.91
4.5	-1.39	-8.91	-0.76	-16.26	29.5	-0.80	-4.52	-0.78	-6.82
5.0	-1.38	-8.83	-0.75	-16.04	30.0	-0.79	-4.41	-0.77	-6.81
5.5	-1.38	-8.84	-0.76	-15.90	30.5	-0.76	-4.46	-0.74	-6.67
6.0	-1.39	-8.76	-0.76	-15.65	31.0	-0.75	-4.43	-0.75	-6.56
6.5	-1.42	-8.69	-0.80	-15.52	31.5	-0.74	-4.41	-0.74	-6.42
7.0	-1.41	-8.58	-0.79	-15.39	32.0	-0.70	-4.28	-0.74	-6.19
7.5	-1.36	-8.43	-0.78	-15.07	32.5	-0.68	-4.18	-0.72	-5.94
8.0	-1.32	-8.32	-0.77	-14.85	33.0	-0.60	-4.05	-0.68	-5.61
8.5	-1.30	-8.22	-0.77	-14.72	33.5	-0.58	-3.81	-0.69	-5.35
9.0	-1.32	-8.06	-0.80	-14.52	34.0	-0.55	-3.64	-0.69	-5.16
9.5	-1.33	-7.96	-0.84	-14.32	34.5	-0.54	-3.60	-0.70	-5.02
10.0	-1.31	-7.85	-0.84	-14.16	35.0	-0.52	-3.50	-0.68	-4.86
10.5	-1.29	-7.69	-0.84	-13.88	35.5	-0.51	-3.39	-0.70	-4.69
11.0	-1.27	-7.63	-0.85	-13.65	36.0	-0.47	-3.10	-0.74	-4.39
11.5	-1.30	-7.59	-0.84	-13.34	36.5	-0.45	-2.91	-0.67	-4.09
12.0	-1.31	-7.47	-0.83	-13.24	37.0	-0.41	-2.83	-0.62	-3.94
12.5	-1.29	-7.35	-0.81	-13.06	37.5	-0.37	-2.65	-0.55	-3.68
13.0	-1.28	-7.22	-0.81	-12.82	38.0	-0.36	-2.48	-0.49	-3.44
13.5	-1.27	-7.11	-0.80	-12.59	38.5	-0.35	-2.33	-0.50	-3.11
14.0	-1.27	-7.05	-0.79	-12.37	39.0	-0.34	-2.21	-0.50	-2.86
14.5	-1.29	-6.88	-0.79	-12.18	39.5	-0.32	-2.03	-0.51	-2.56
15.0	-1.29	-6.83	-0.79	-12.10	40.0	-0.29	-1.86	-0.45	-2.34
15.5	-1.30	-6.71	-0.81	-11.89	40.5	-0.25	-1.67	-0.40	-2.13
16.0	-1.29	-6.67	-0.88	-11.71	41.0	-0.22	-1.53	-0.40	-1.92
16.5	-1.26	-6.59	-0.91	-11.46	41.5	-0.19	-1.34	-0.39	-1.62
17.0	-1.25	-6.57	-0.92	-11.39	42.0	-0.16	-1.27	-0.33	-1.42
17.5	-1.24	-6.49	-0.91	-11.32	42.5	-0.13	-1.13	-0.14	-1.20
18.0	-1.22	-6.45	-0.89	-11.23	43.0	-0.10	-0.93	-0.10	-0.87
18.5	-1.19	-6.38	-0.86	-11.01	43.5	-0.13	-0.74	-0.16	-0.65
19.0	-1.18	-6.24	-0.84	-10.65	44.0	-0.19	-0.52	-0.28	-0.48
19.5	-1.16	-6.12	-0.83	-10.48	44.5	-0.11	-0.16	-0.24	-0.10
20.0	-1.14	-6.07	-0.83	-10.25	45.0	0.00	0.00	0.00	0.00
20.5	-1.14	-6.10	-0.85	-10.15					
21.0	-1.13	-6.05	-0.85	-9.96					
21.5	-1.12	-5.88	-0.85	-9.78					
22.0	-1.09	-5.67	-0.82	-9.45					
22.5	-1.04	-5.50	-0.84	-9.35					
23.0	-1.02	-5.38	-0.87	-9.10					
23.5	-1.01	-5.28	-0.85	-8.93					
24.0	-0.96	-5.22	-0.85	-8.81					
24.5	-0.97	-5.13	-0.79	-8.63					
25.0	-0.96	-5.05	-0.77	-8.27					



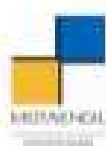
INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 3
Direcção	A + B
Página	2 de 4

DESLOCAMENTO (mm)

18/01/08			18/01/08		
Data			Data		
Prof. (m)	Direcção A	Direcção B	Prof. (m)	Direcção A	Direcção B
0.5	-0.57	-5.39	25.5	-1.13	-2.02
1.0	-0.97	-6.00	26.0	-1.10	-1.92
1.5	-0.81	-6.08	26.5	-1.09	-1.80
2.0	-0.97	-6.40	27.0	-1.08	-1.48
2.5	-1.04	-6.01	27.5	-1.19	-1.37
3.0	-1.06	-5.42	28.0	-1.20	-1.41
3.5	-1.05	-5.42	28.5	-1.22	-1.42
4.0	-1.02	-5.42	29.0	-1.30	-1.45
4.5	-1.01	-5.34	29.5	-1.37	-1.48
5.0	-0.99	-5.17	30.0	-1.34	-1.48
5.5	-1.00	-5.14	30.5	-1.33	-1.68
6.0	-1.00	-4.95	31.0	-1.36	-1.79
6.5	-1.04	-4.92	31.5	-1.38	-1.83
7.0	-1.08	-4.80	32.0	-1.40	-1.78
7.5	-1.07	-4.55	32.5	-1.41	-1.65
8.0	-1.08	-4.42	33.0	-1.41	-1.61
8.5	-1.11	-4.38	33.5	-1.44	-1.54
9.0	-1.14	-4.22	34.0	-1.44	-1.57
9.5	-1.15	-4.17	34.5	-1.45	-1.60
10.0	-1.16	-4.07	35.0	-1.45	-1.58
10.5	-1.16	-3.99	35.5	-1.52	-1.53
11.0	-1.19	-3.93	36.0	-1.71	-1.53
11.5	-1.25	-3.96	36.5	-1.64	-1.33
12.0	-1.24	-3.97	37.0	-1.53	-1.37
12.5	-1.21	-3.82	37.5	-1.34	-1.27
13.0	-1.21	-3.69	38.0	-1.22	-1.18
13.5	-1.20	-3.61	38.5	-1.26	-1.07
14.0	-1.17	-3.54	39.0	-1.20	-0.92
14.5	-1.08	-3.44	39.5	-1.32	-0.59
15.0	-0.99	-3.42	40.0	-1.22	-0.51
15.5	-1.07	-3.26	40.5	-1.18	-0.45
16.0	-1.29	-3.17	41.0	-1.31	-0.43
16.5	-1.43	-3.08	41.5	-1.20	-0.24
17.0	-1.43	-3.13	42.0	-0.86	-0.26
17.5	-1.34	-3.13	42.5	-0.20	-0.32
18.0	-1.30	-3.10	43.0	-0.15	-0.22
18.5	-1.26	-2.96	43.5	-0.31	-0.29
19.0	-1.21	-2.69	44.0	-0.45	-0.32
19.5	-1.16	-2.63	44.5	-0.37	-0.09
20.0	-1.20	-2.61	45.0	0.00	0.00
20.5	-1.25	-2.63			
21.0	-1.24	-2.56			
21.5	-1.26	-2.50			
22.0	-1.22	-2.34			
22.5	-1.29	-2.52			
23.0	-1.41	-2.42			
23.5	-1.33	-2.30			
24.0	-1.31	-2.35			
24.5	-1.25	-2.22			
25.0	-1.21	-2.09			



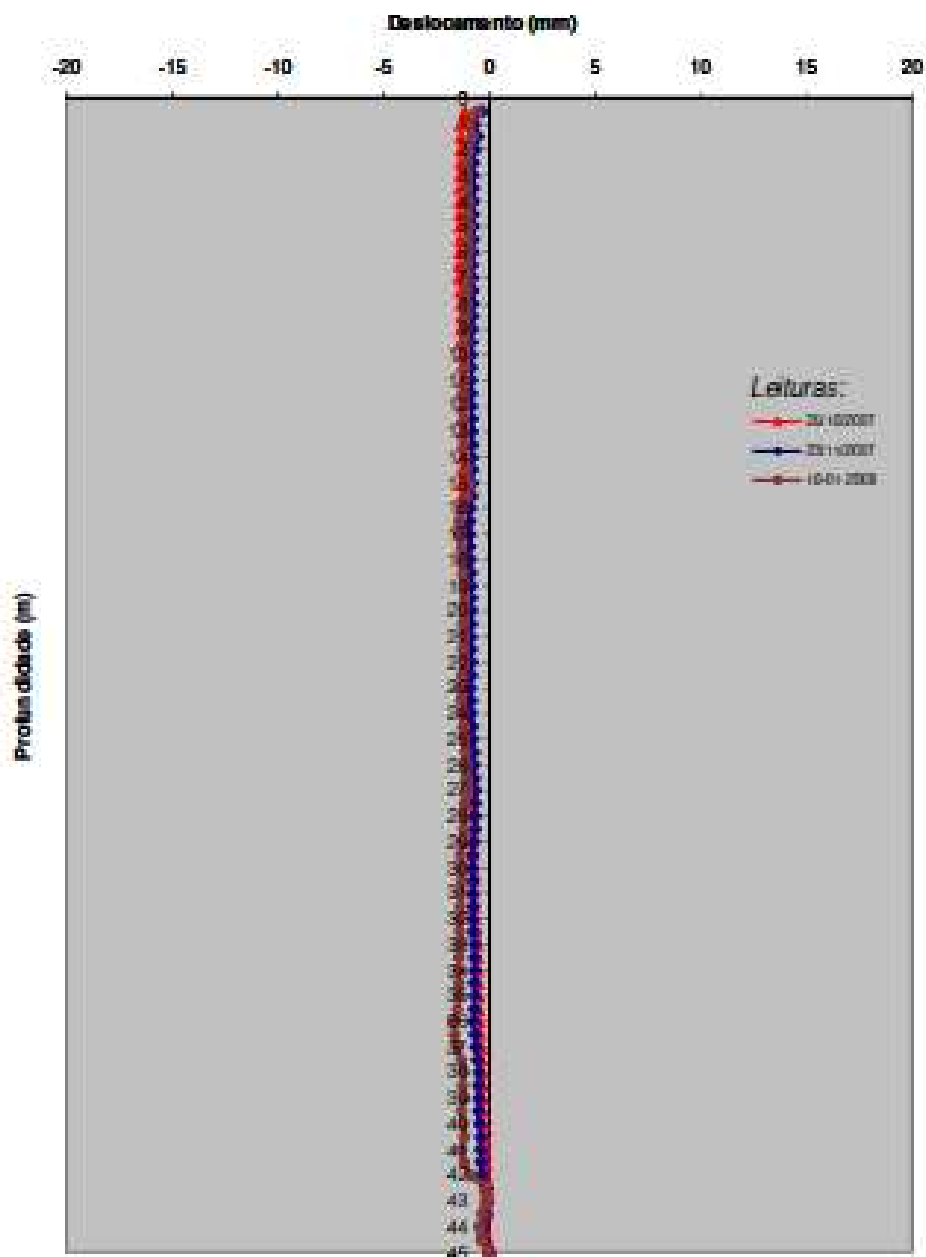
GEOTECNIA



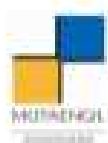
INCLINÓMETRO

Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 3
Direcção	A (N318°)
Página	3 de 4



Leitura Inicial - 25-09-2007



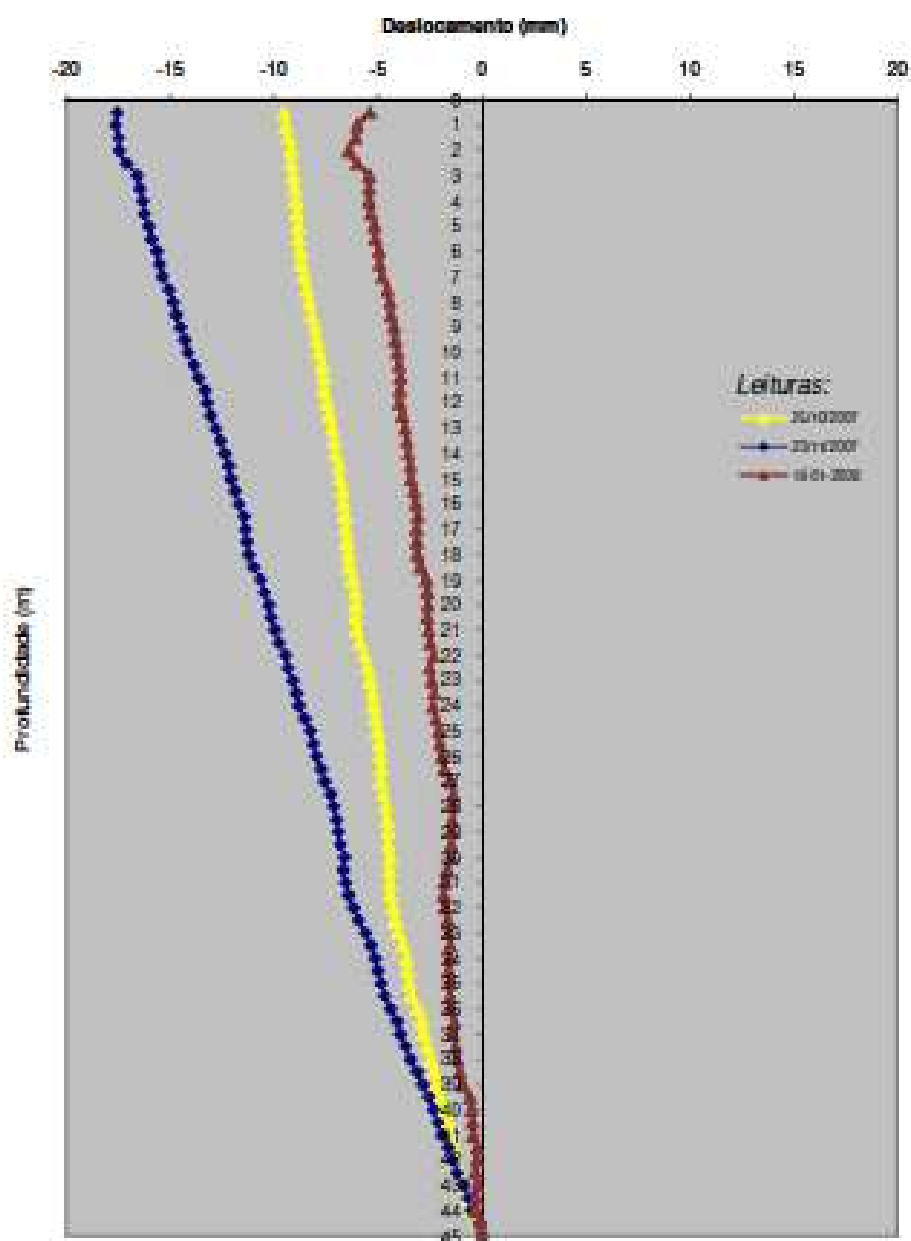
GEOTECNIA



INCLINÓMETRO

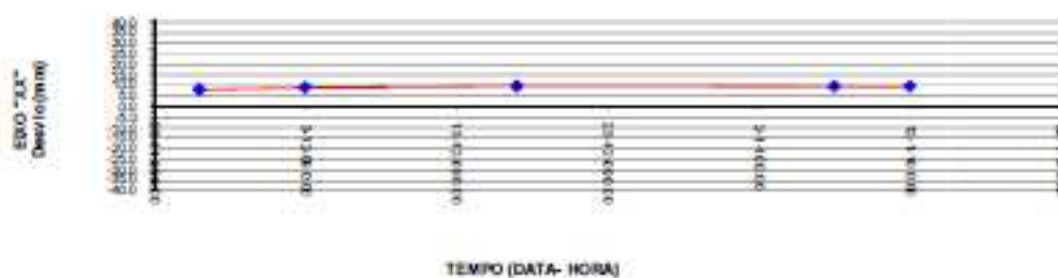
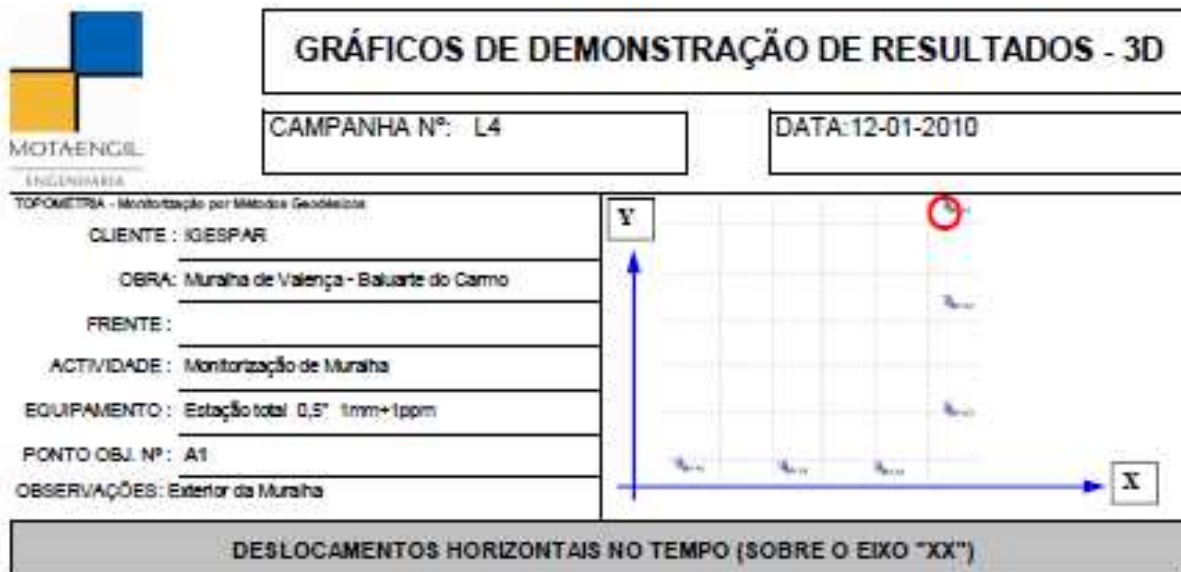
Entidade: IPPAR Instituto Português do Património Arquitectónico
Projecto: FORTIFICAÇÃO DA PRAÇA DE VALENÇA DO MINHO
MONITORIZAÇÃO DA MURALHA DE VALENÇA

Estudo	G.042.2007
Inclinómetro	I 3
Direcção	B (N48°)
Página	4 de 4

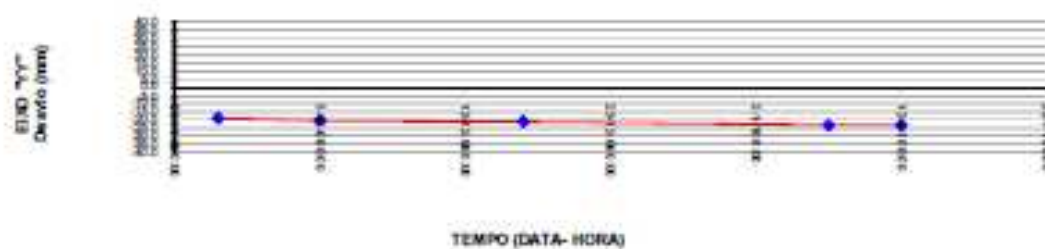


Leitura Inicial - 25-09-2007

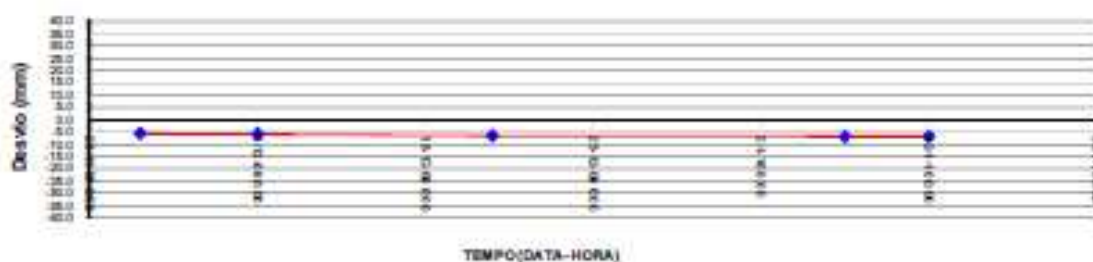
▪ Alvo A1



DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "YY")



DESLOCAMENTOS VERTICIAIS NO TEMPO EM "Z"



- Alvo A2



GRÁFICOS DE DEMONSTRAÇÃO DE RESULTADOS - 3D

CAMPANHA Nº: L4

DATA: 12-01-2010

TOPOMETRIA - Monitorização por Métodos Geodésicos

CLIENTE: IGESPAR

OBRA: Muralha de Valença - Baluarte do Carmo

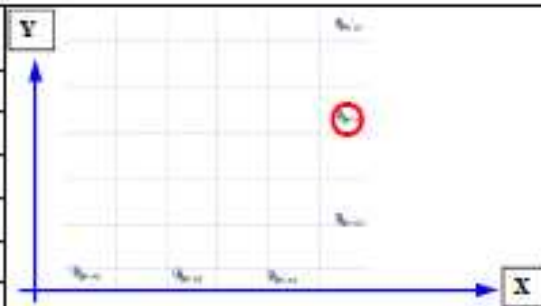
FRENTE:

ACTIVIDADE: Monitorização de Muralha

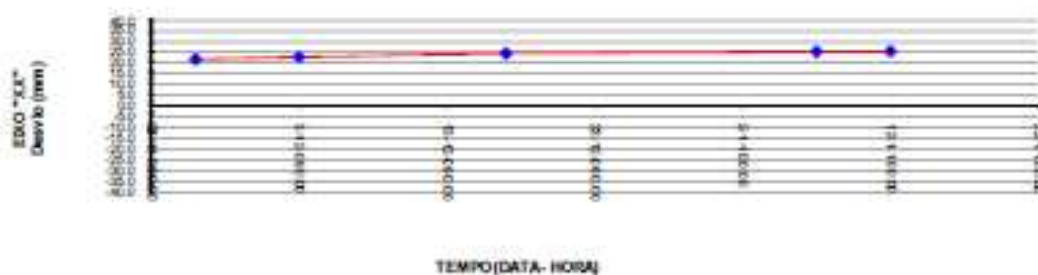
EQUIPAMENTO: Estação total 0,5" 1mm+1ppm

PONTO OBJ. Nº: A2

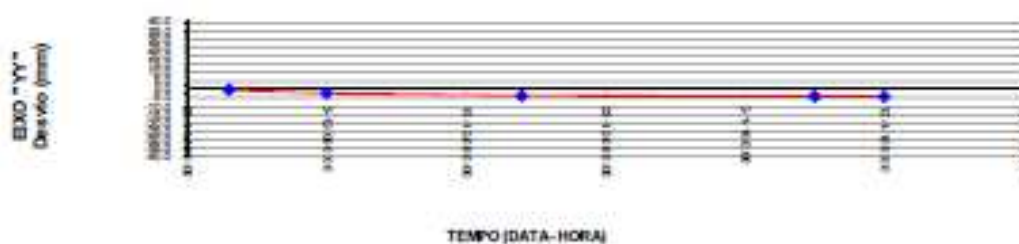
OBSERVAÇÕES: Exterior da Muralha



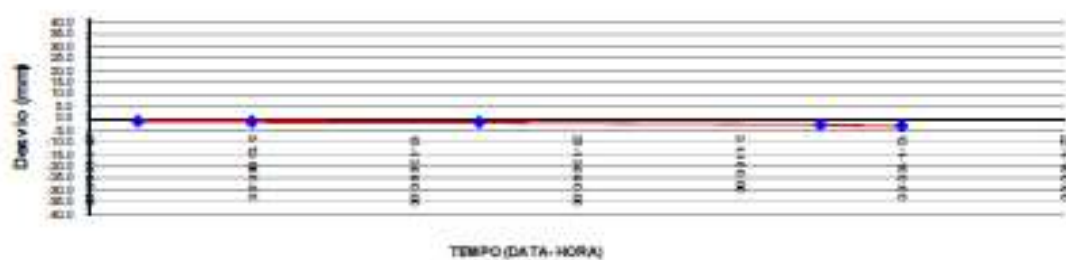
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "XX")



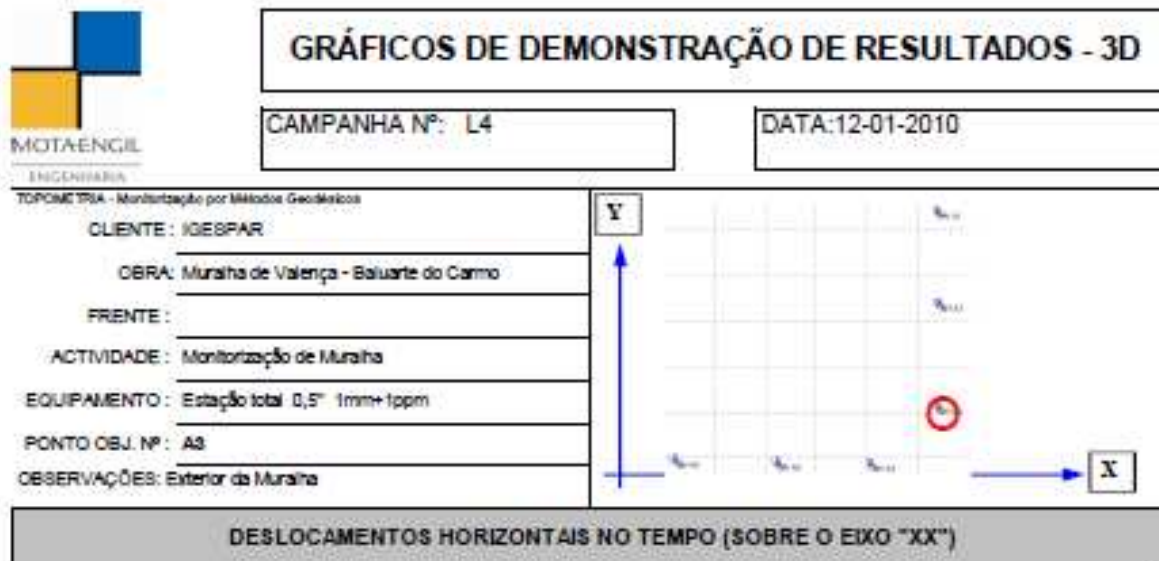
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "YY")



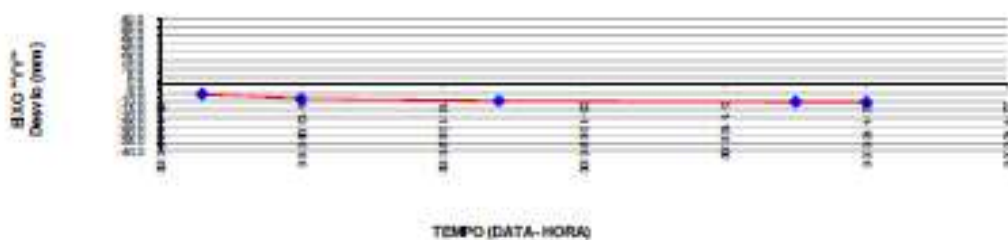
DESLOCAMENTOS VERTICIAIS NO TEMPO EM "Z"



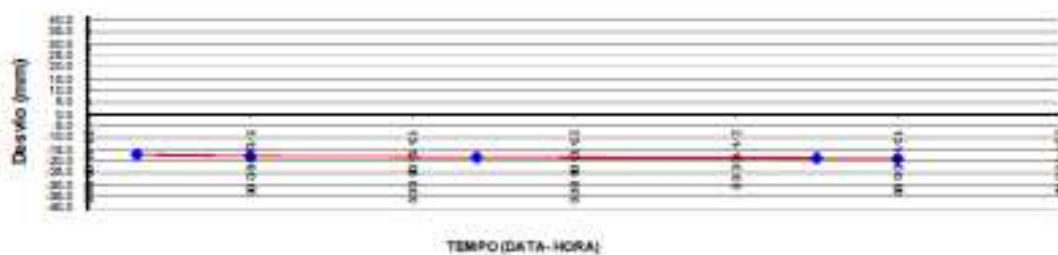
- Alvo A3



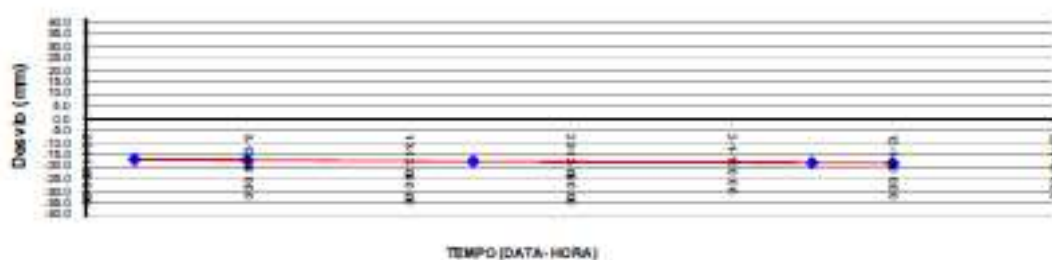
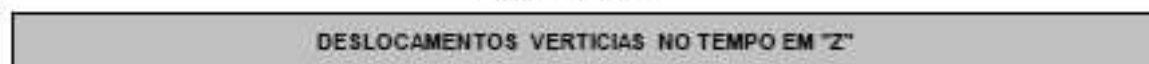
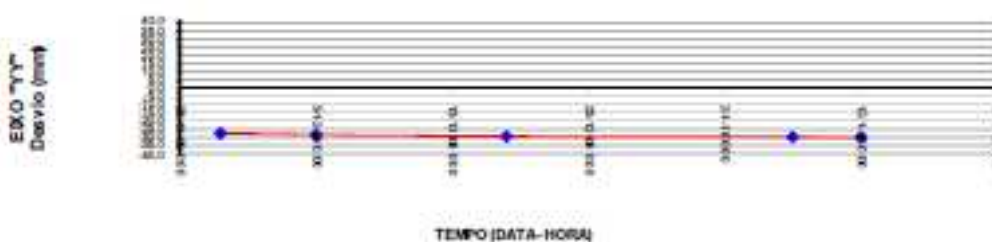
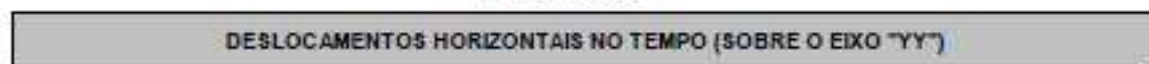
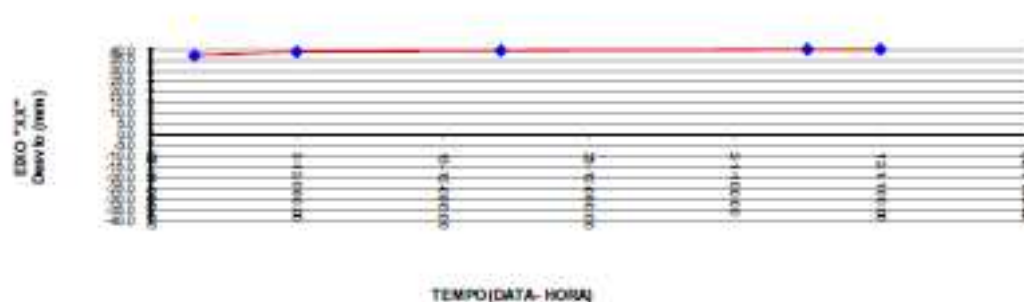
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "YY")



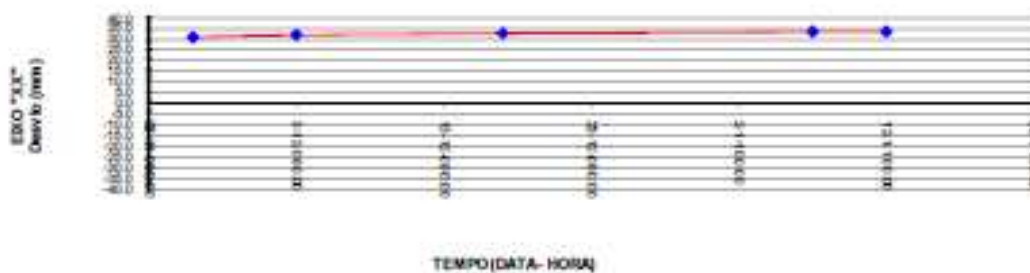
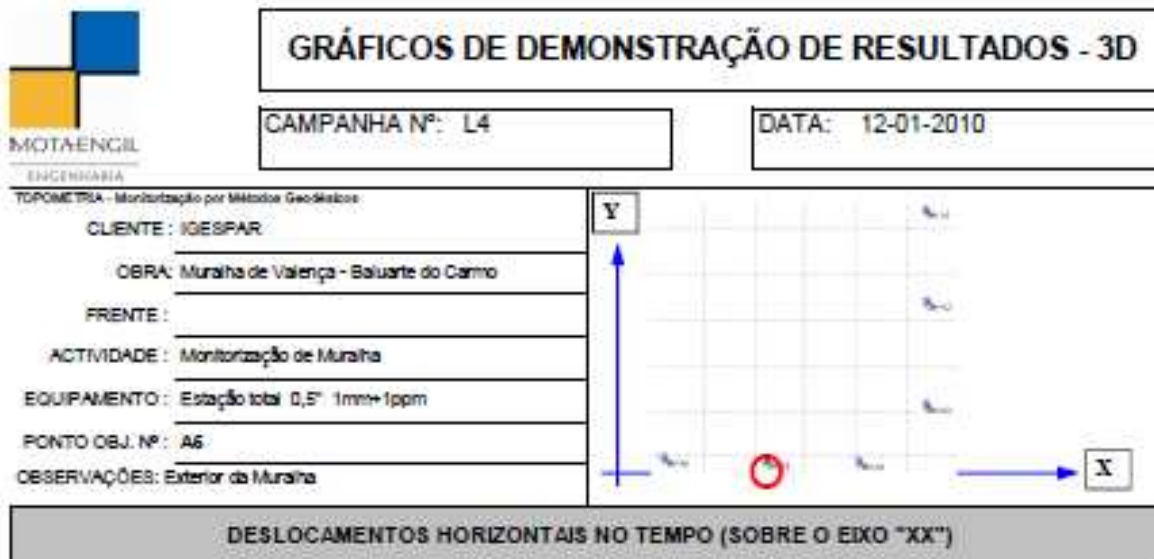
DESLOCAMENTOS VERTICIAIS NO TEMPO EM "Z"



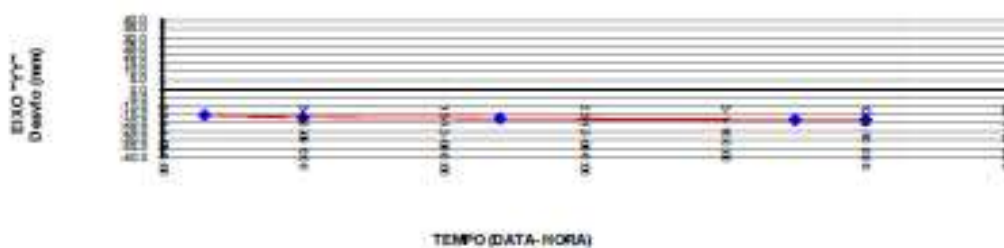
- Alvo A4



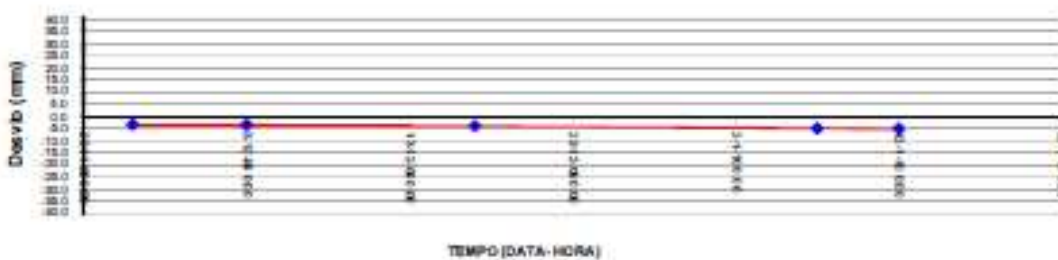
- Alvo A6



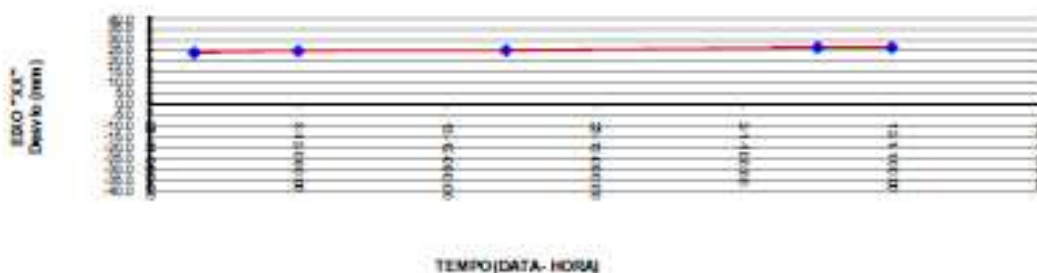
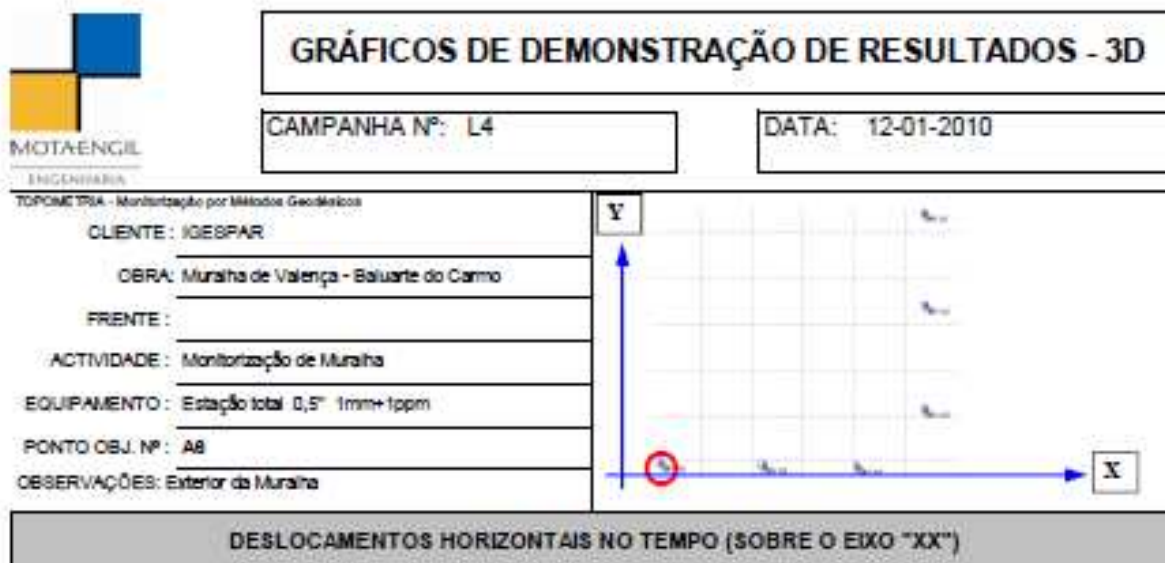
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "YY")



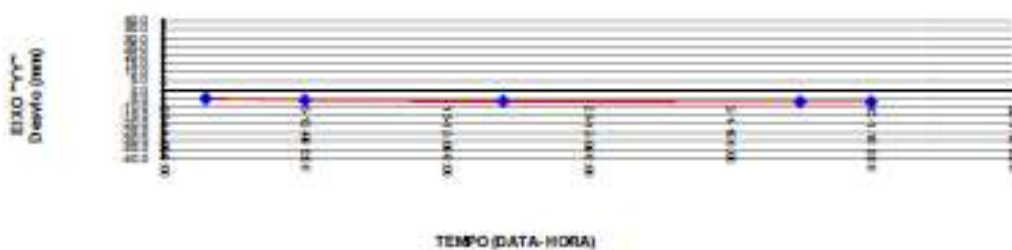
DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TEMPO EM "Z"



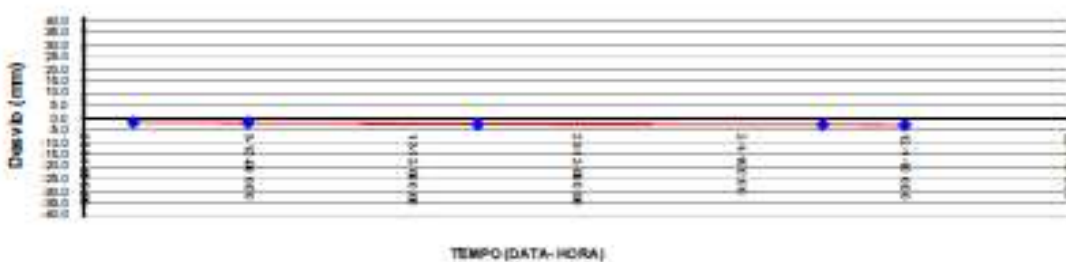
- Alvo A8



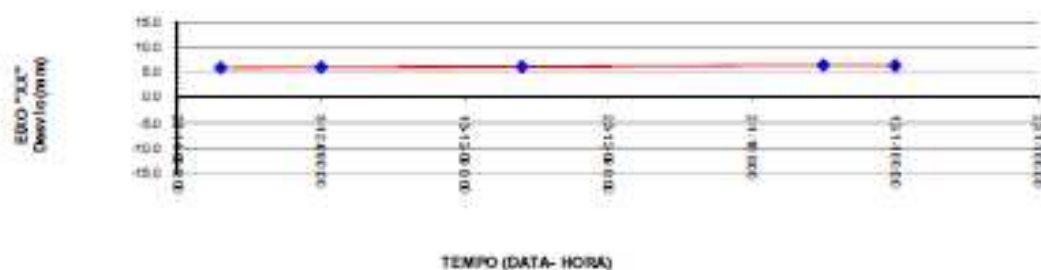
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "YY")



DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TEMPO EM "Z"



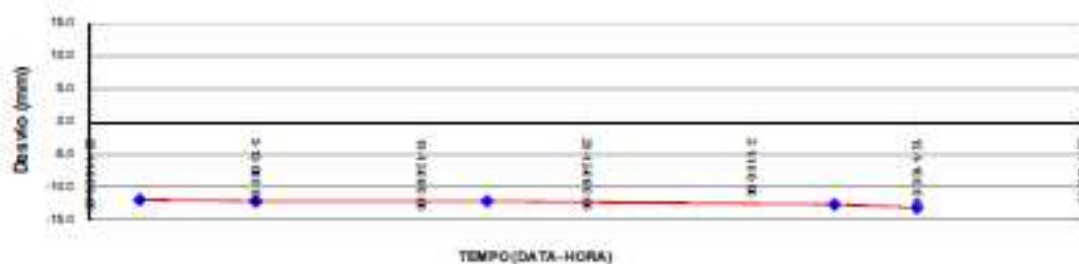
Alvo A9



DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "YY")



DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TEMPO EM "Z"



- Alvo A10



GRÁFICOS DE DEMONSTRAÇÃO DE RESULTADOS - 3D

CAMPAÑA Nº: L4

DATA: 12-01-2010

TOPOMETRIA - Monitorização por Métodos Geodésicos

CLIENTE : IGESPAR

OBRA: Muralha de Valença - Baluarte do Carmo

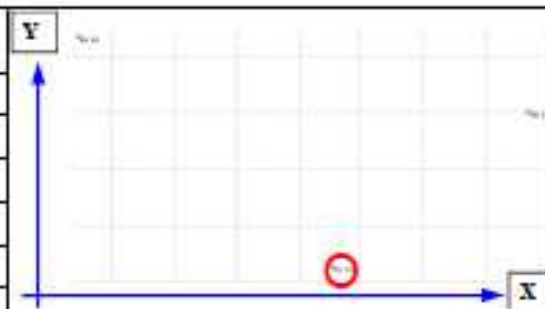
FRENTE :

ACTIVIDADE: Monitorização de Muralha

EQUIPAMENTO: Estação total 0,5" 1mm+1ppm

PONTO OBJ. Nº: A10

OBSERVAÇÕES: Inclinómetro 2



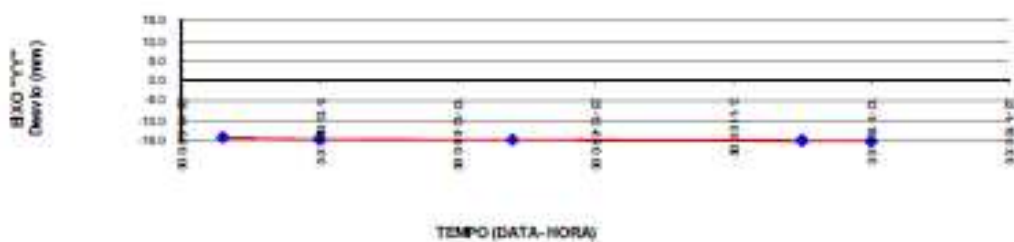
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "XX")



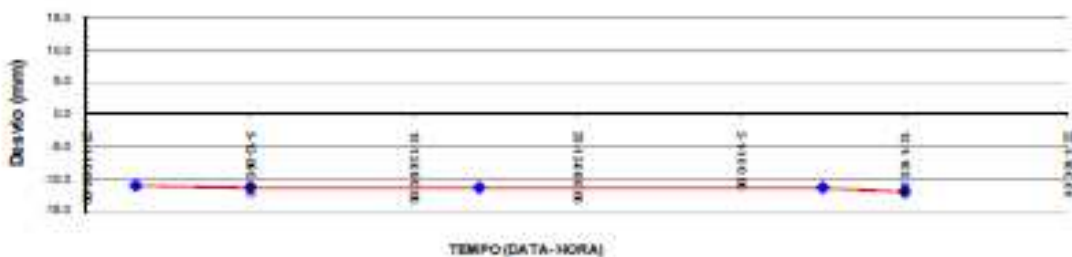
Alvo A11



DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO TEMPO (SOBRE O EIXO "YY")

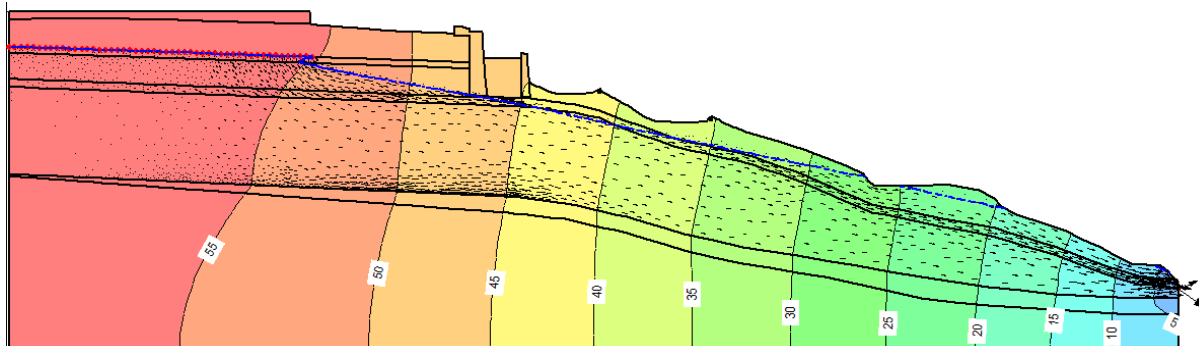


DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TEMPO EM "Z"

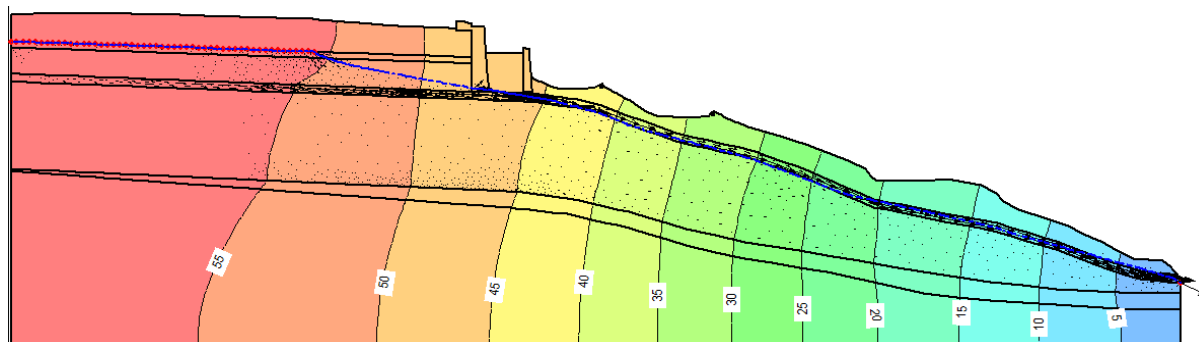


ANEXO B1 – IMAGENS DA ANÁLISE DE PERMEABILIDADE (SEEP)

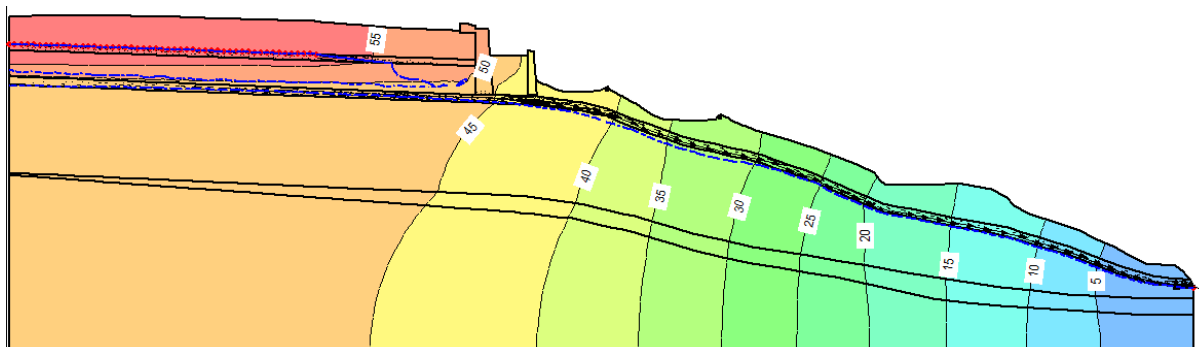
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$



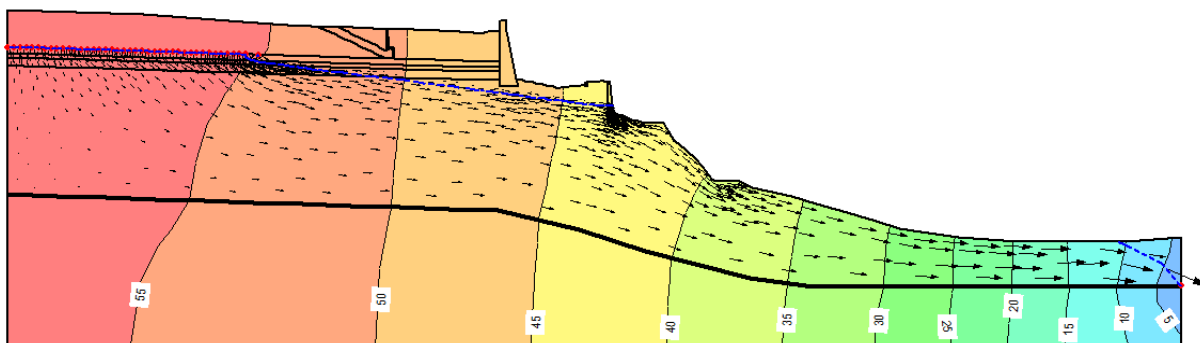
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$



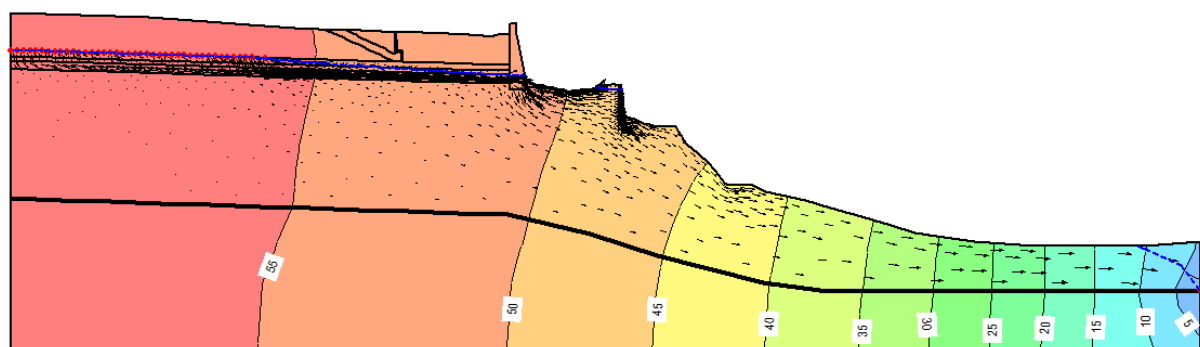
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$



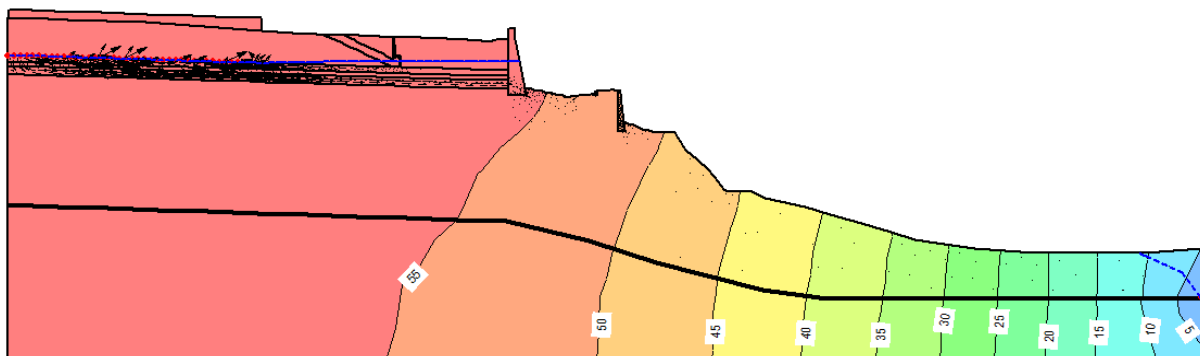
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$



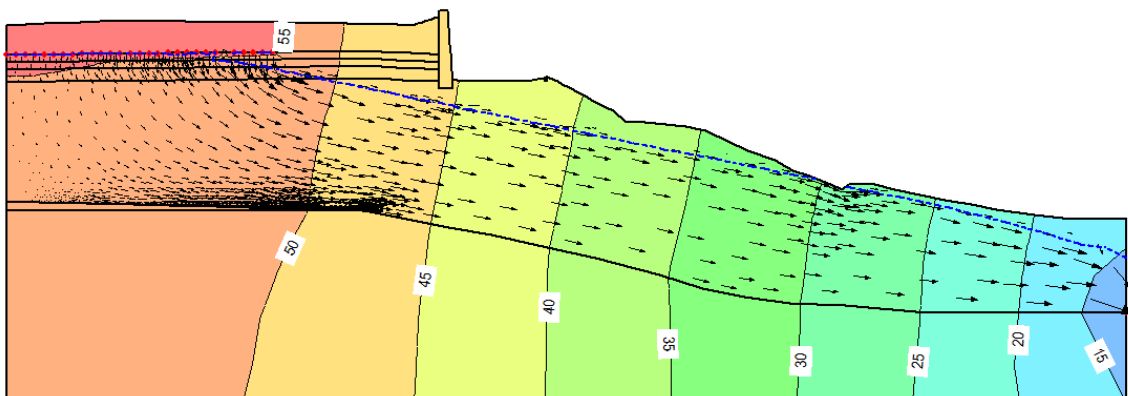
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$



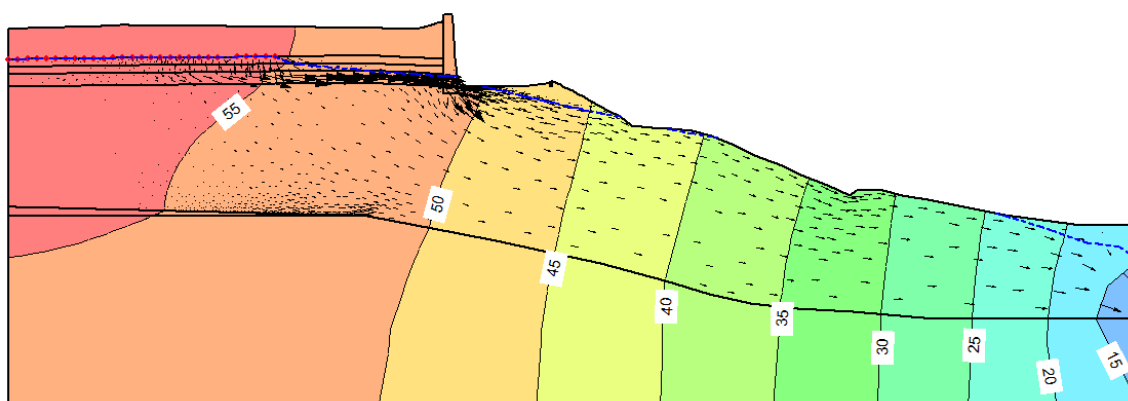
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$



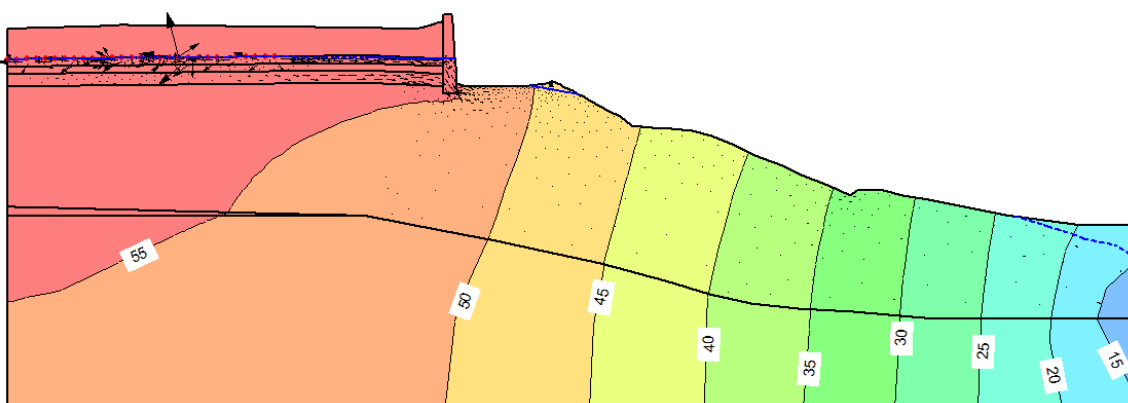
- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$



- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$

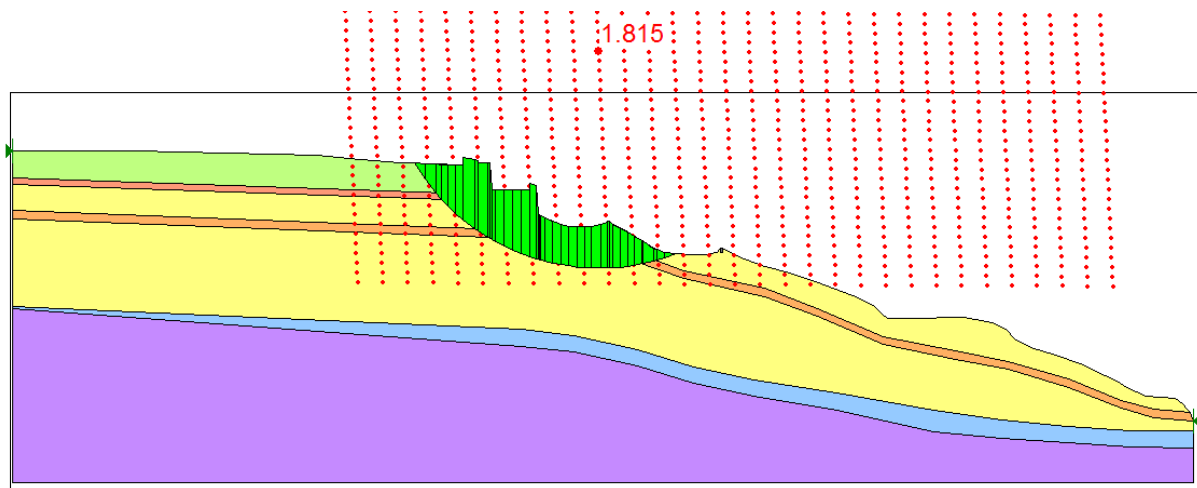


- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$

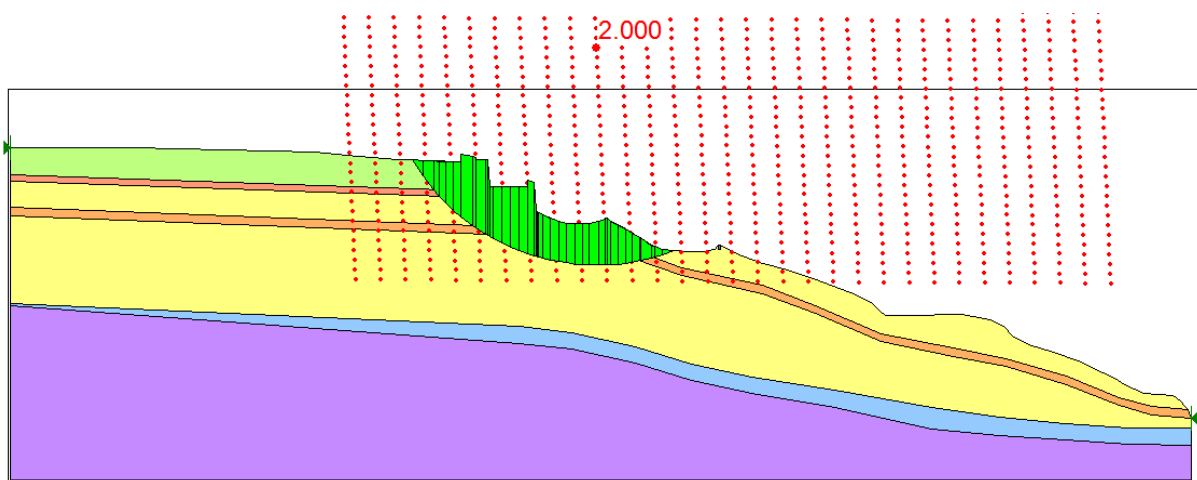


ANEXO B2 – IMAGENS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE (SLOPE)

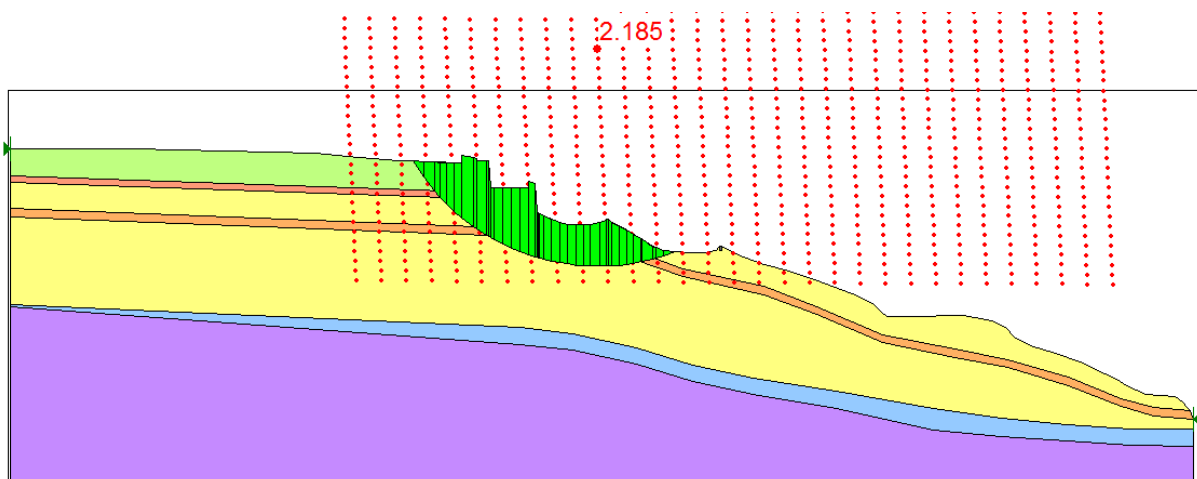
- Perfil 1, sem água, $c=0\text{kPa}$



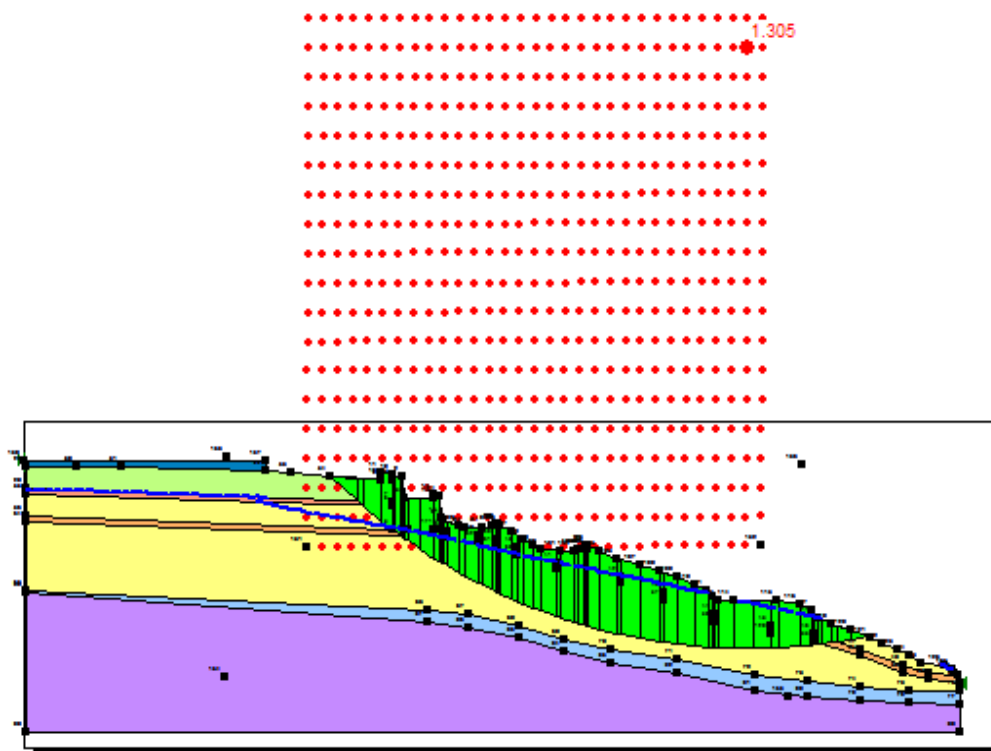
- Perfil 1, sem água, $c=10\text{kPa}$



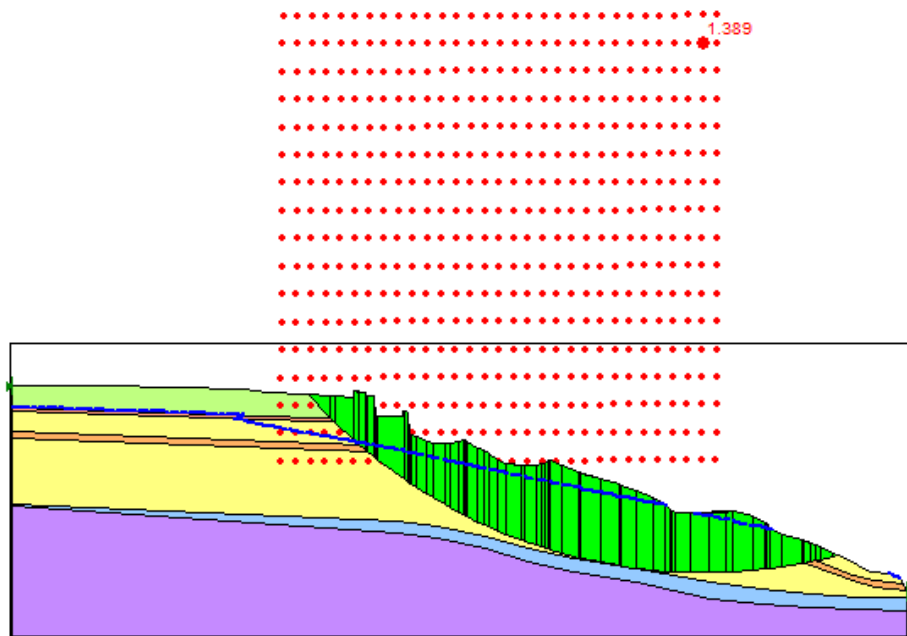
- Perfil 1, sem água, $c=20\text{kPa}$



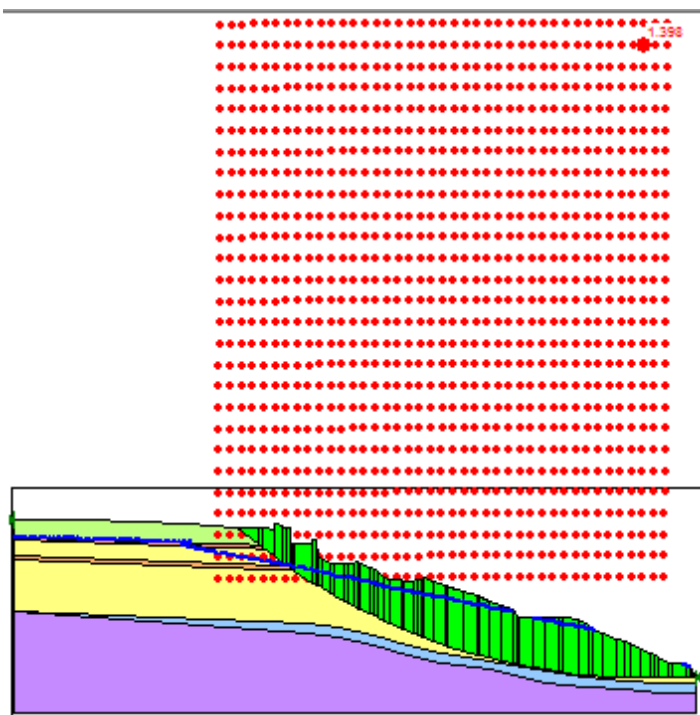
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $c=0 \text{ kPa}$



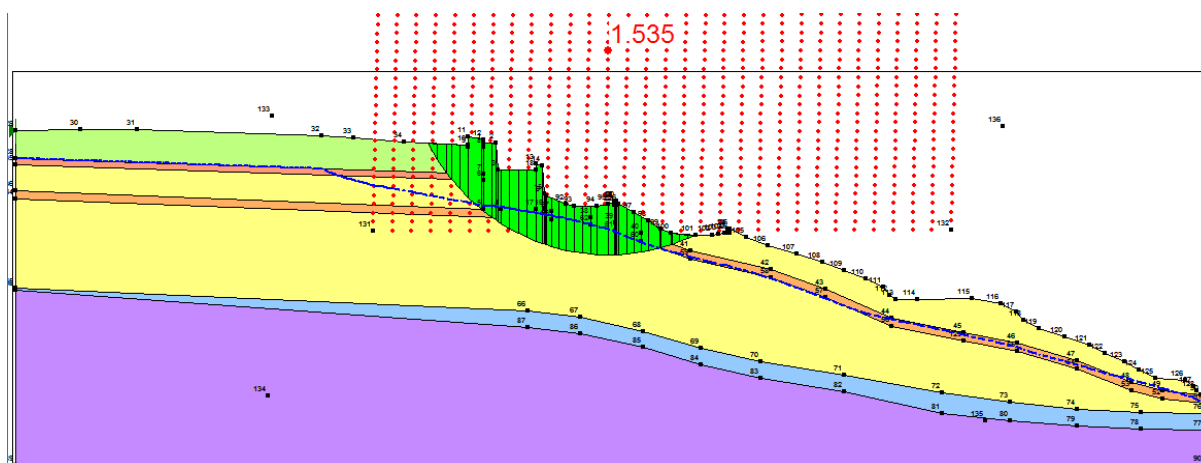
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $c=10 \text{ kPa}$



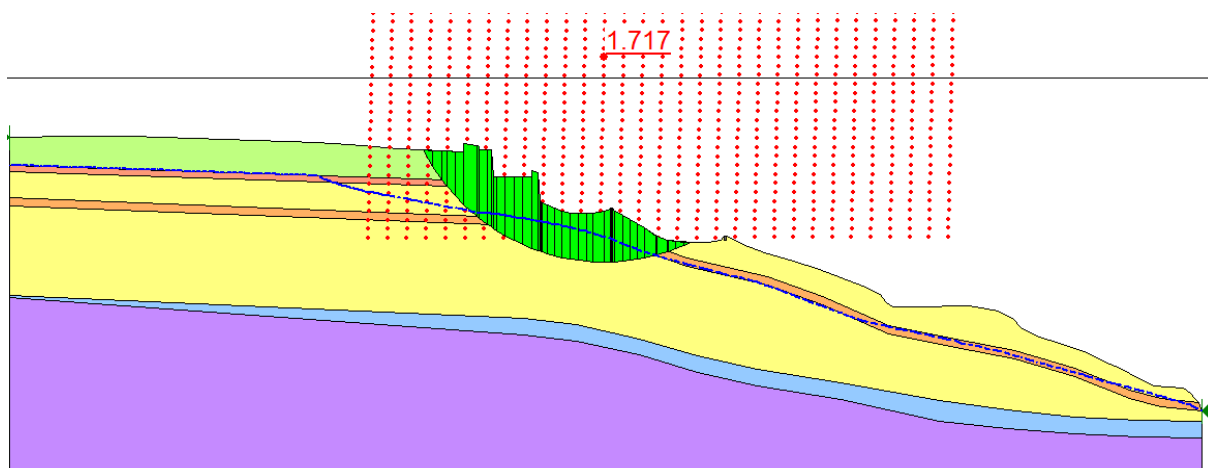
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $c=20 \text{ kPa}$



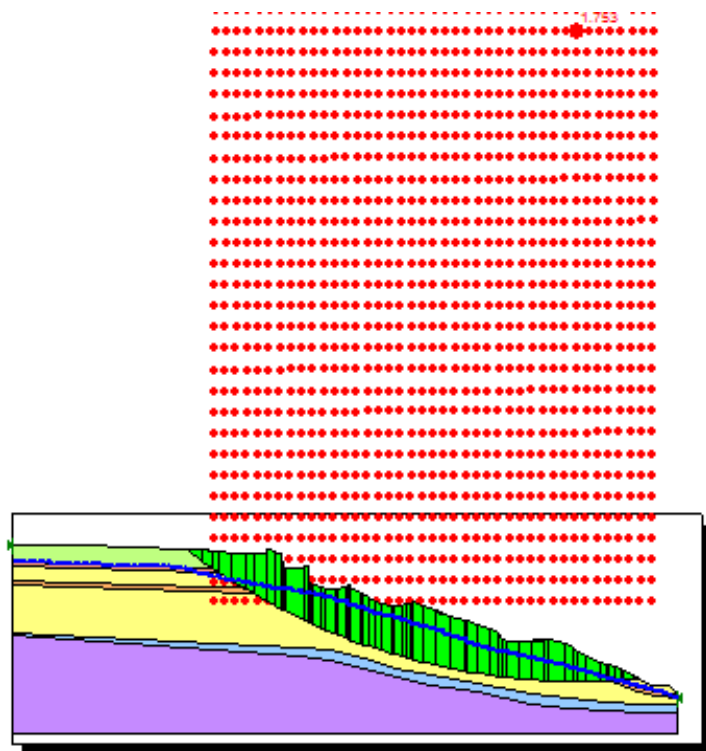
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, $c=0 \text{ kPa}$



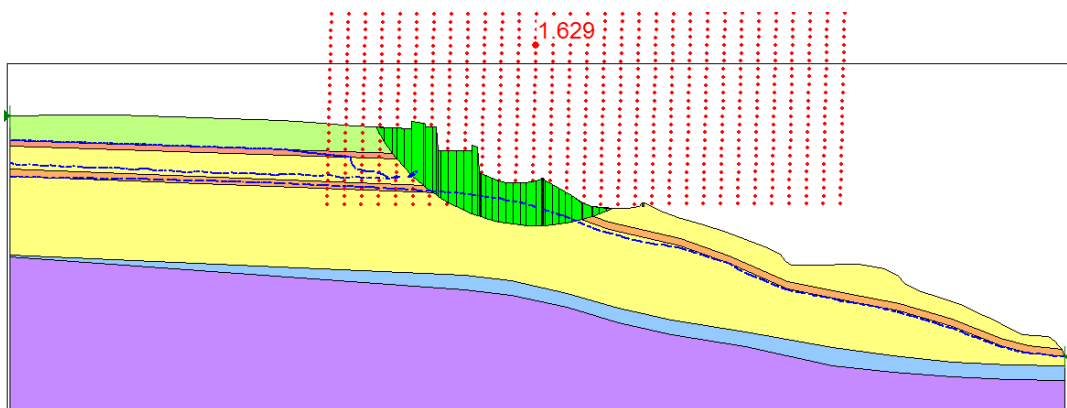
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{m/s}$, $c=10 \text{kPa}$



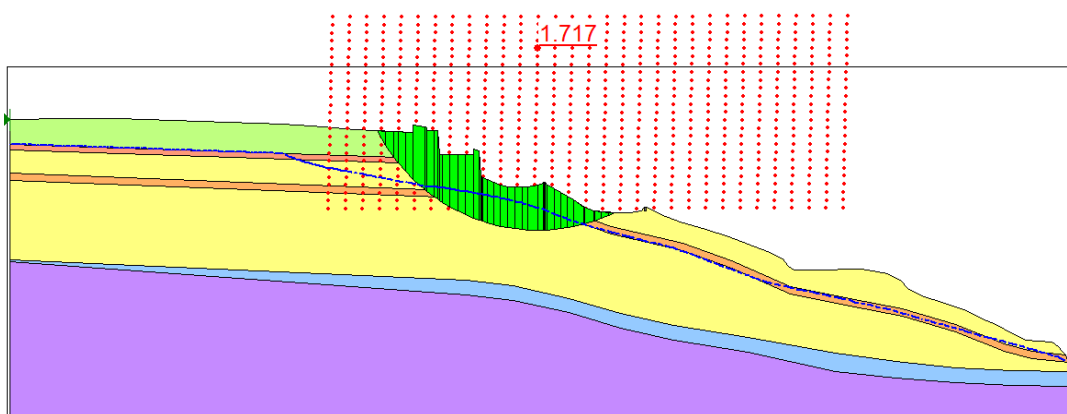
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{m/s}$, $c=20 \text{kPa}$



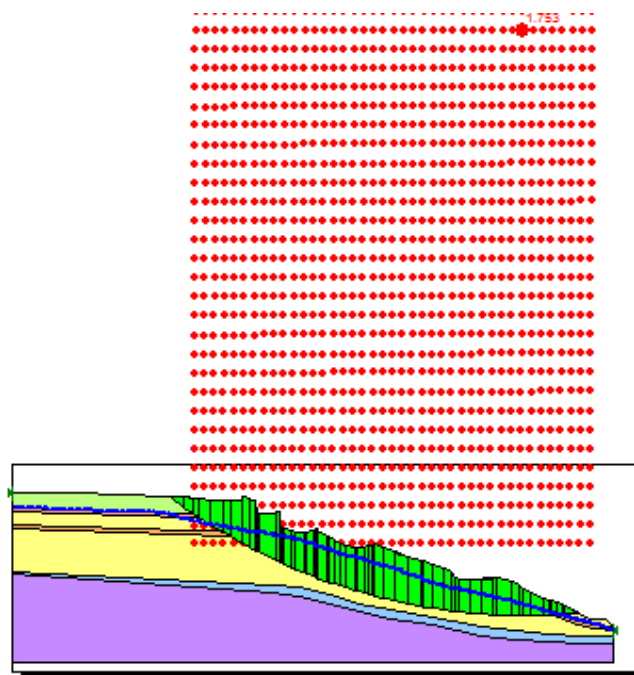
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, $c=0 \text{ kPa}$



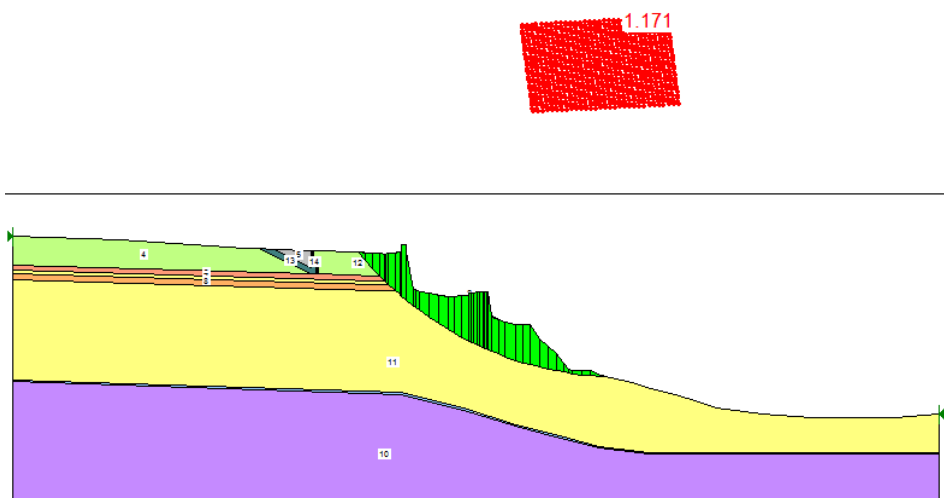
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, $c=10 \text{ kPa}$



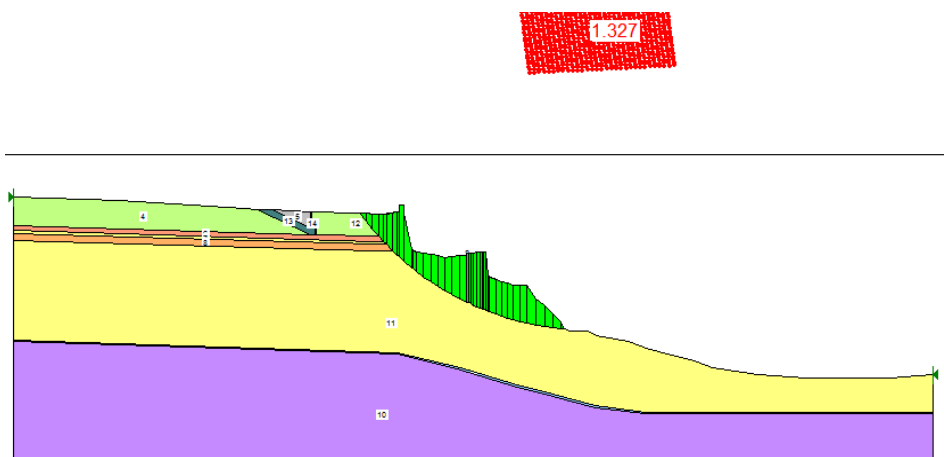
- Perfil 1, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, $c=20 \text{ kPa}$



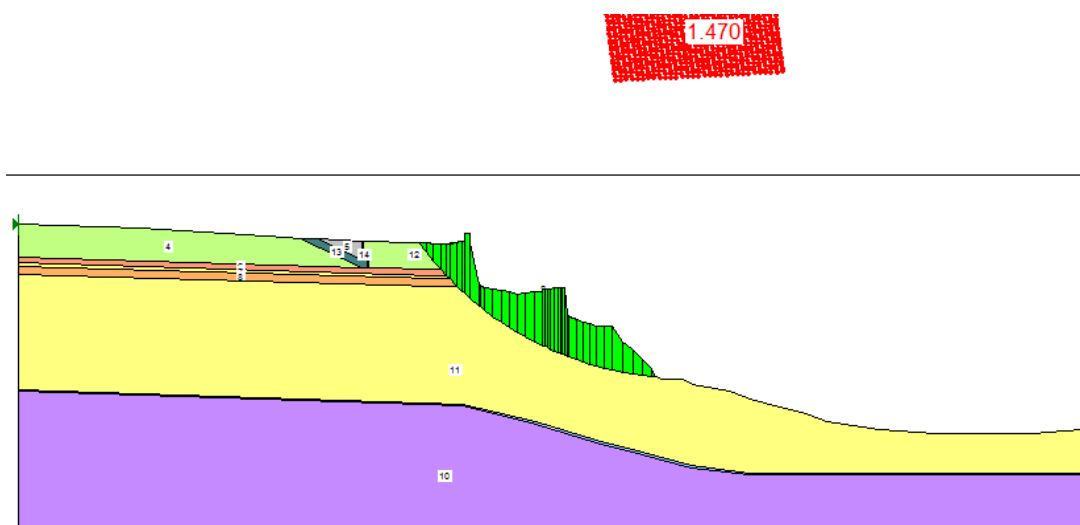
- Perfil 2, sem água, $c=0\text{kPa}$



- Perfil 2, sem água, $c=10\text{kPa}$



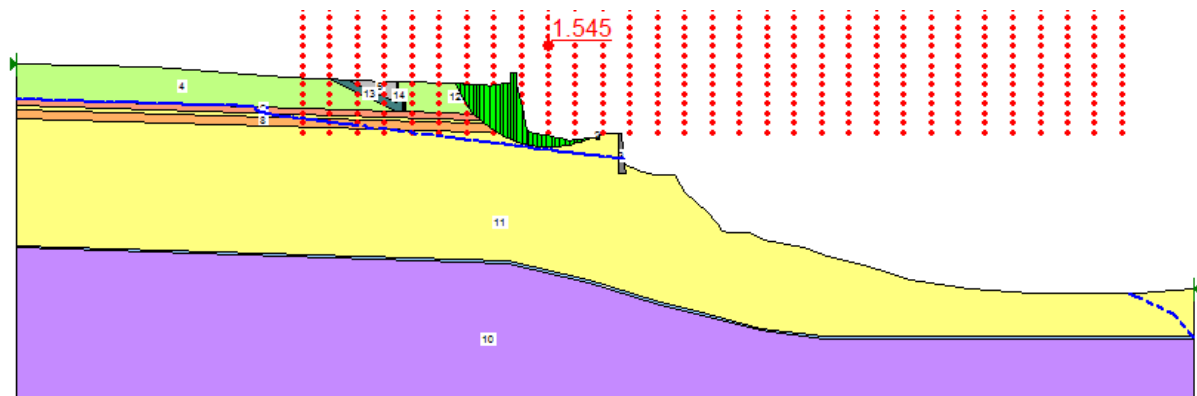
- Perfil 2, sem água, $c=20\text{kPa}$



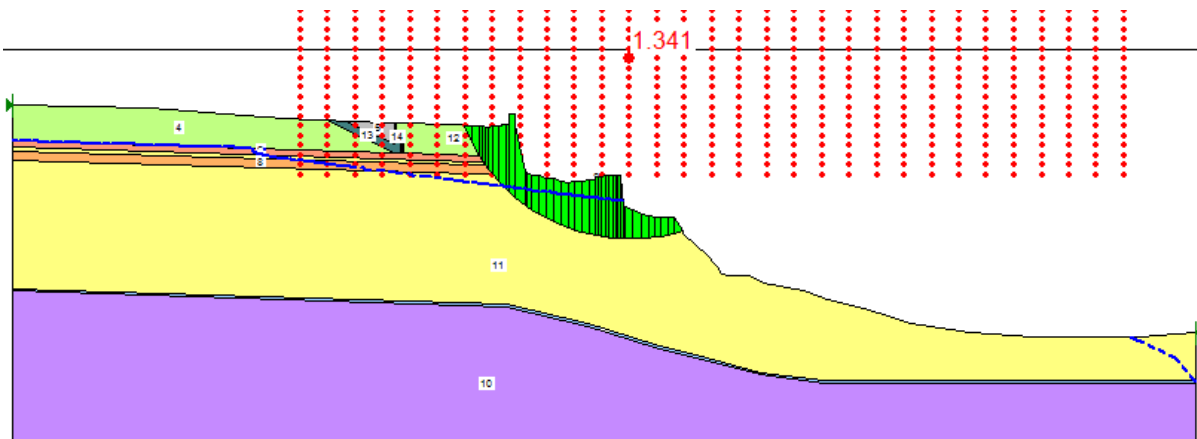
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $c=0 \text{ kPa}$



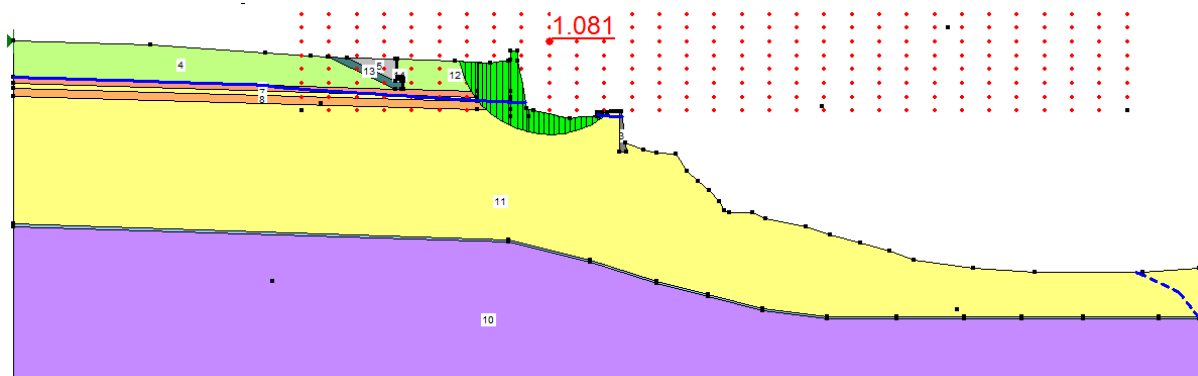
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $c=10 \text{ kPa}$



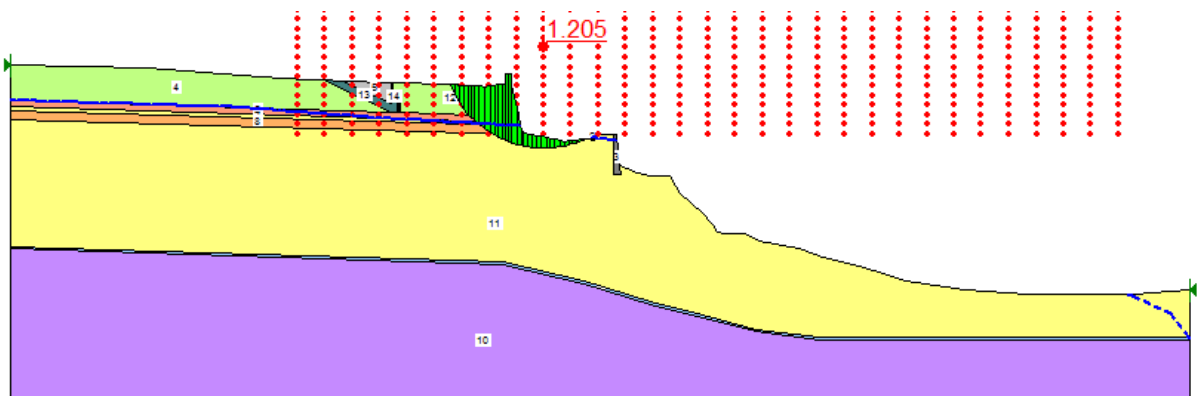
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, $c=20 \text{ kPa}$



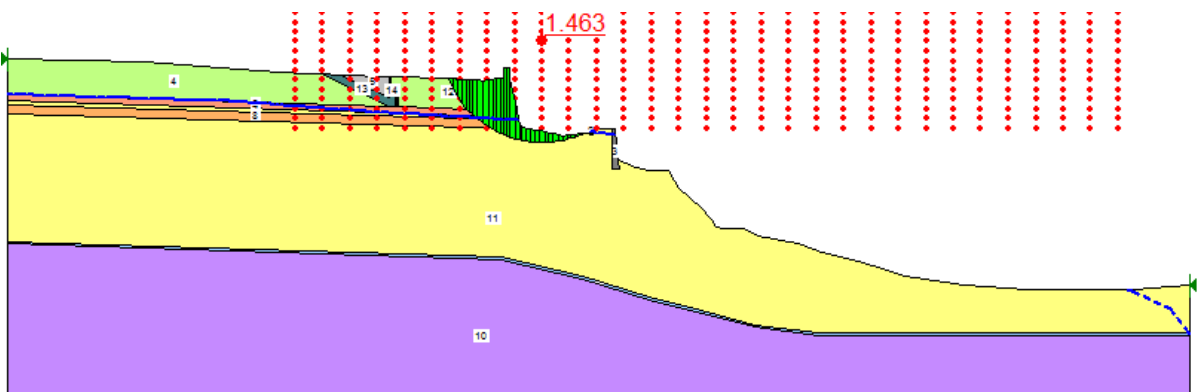
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, $c=0 \text{ kPa}$



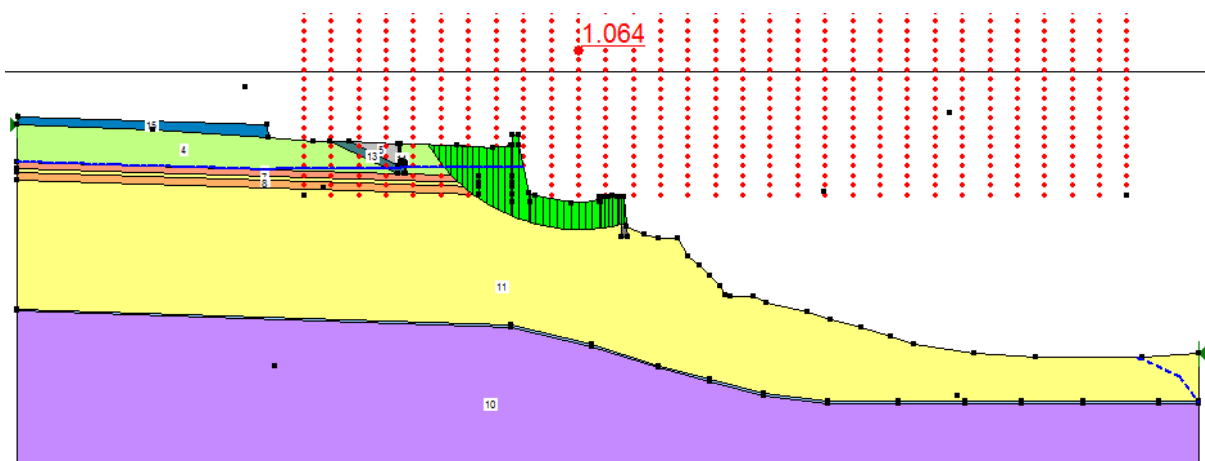
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, $c=10 \text{ kPa}$



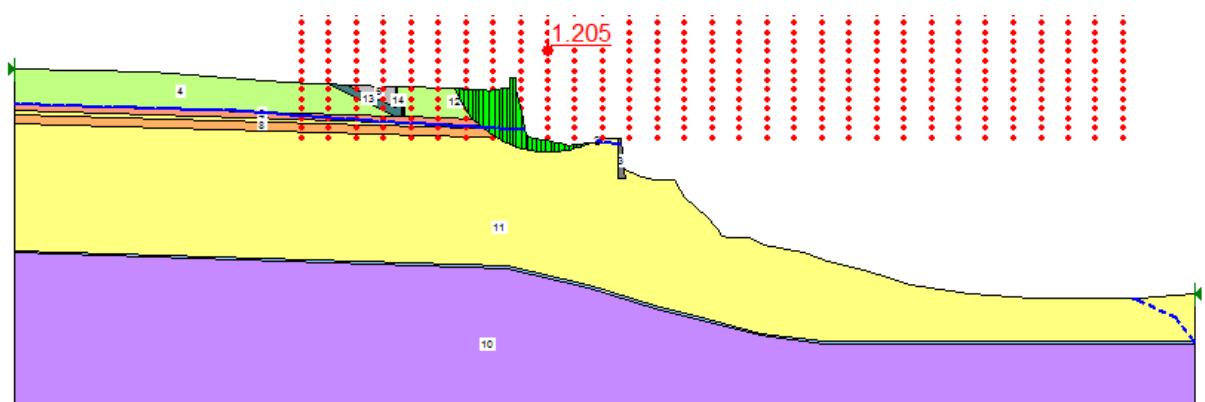
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, $c=20 \text{ kPa}$



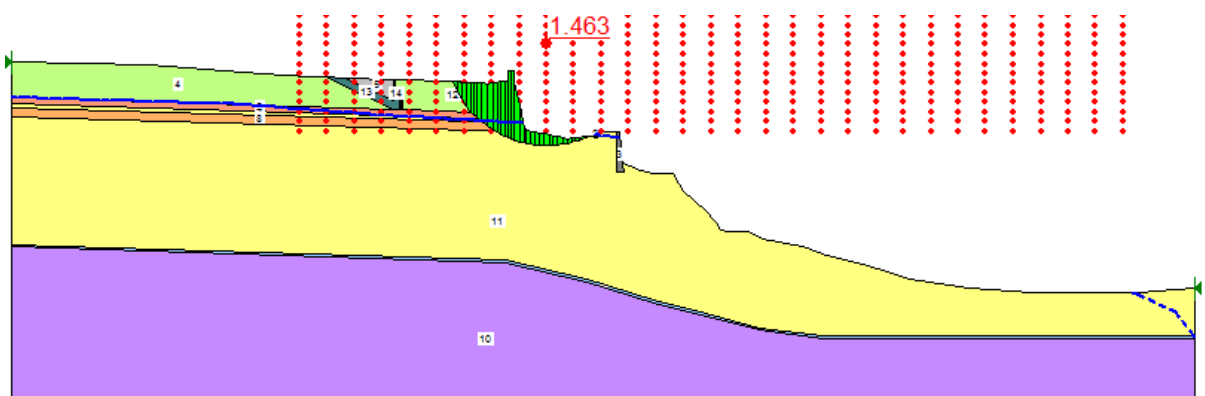
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, $c=0 \text{ kPa}$



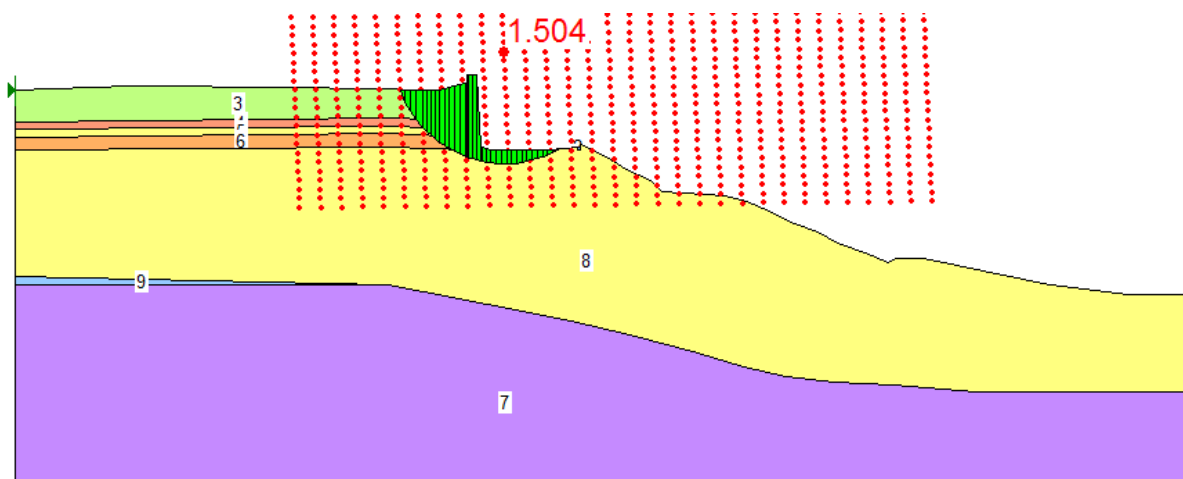
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, $c=10 \text{ kPa}$



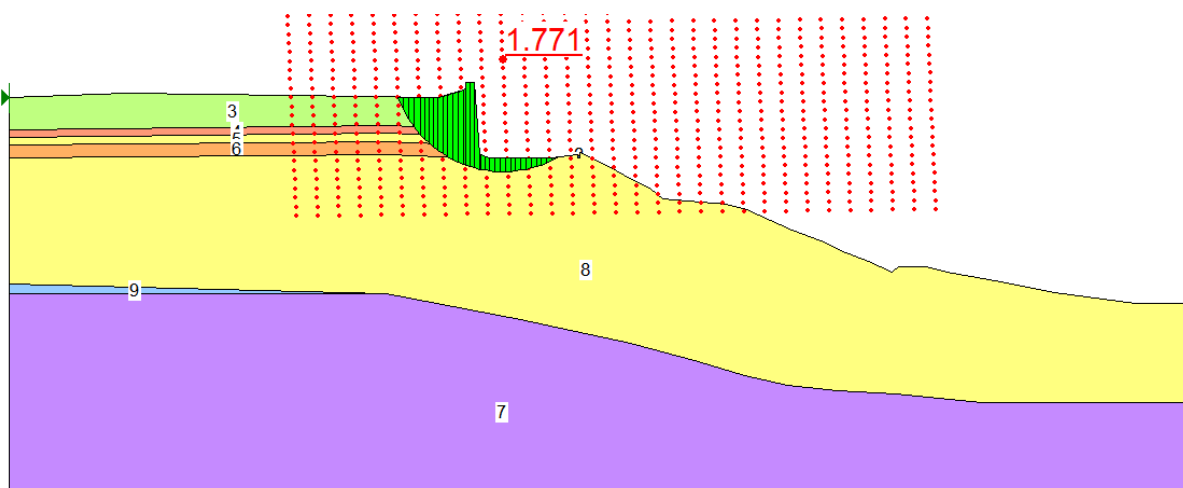
- Perfil 2, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, $c=20 \text{ kPa}$



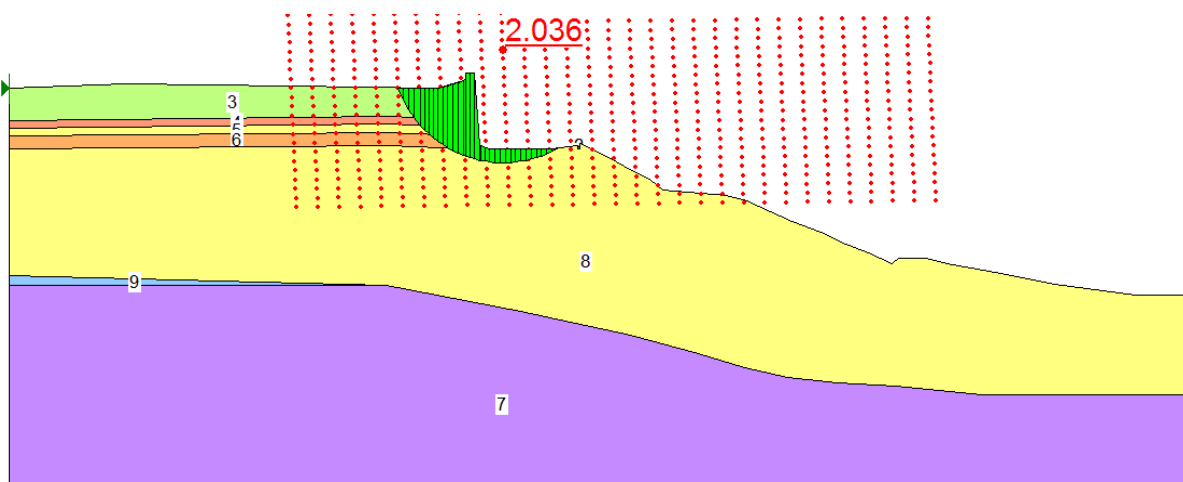
- Perfil 3, sem água, $c=0\text{kPa}$



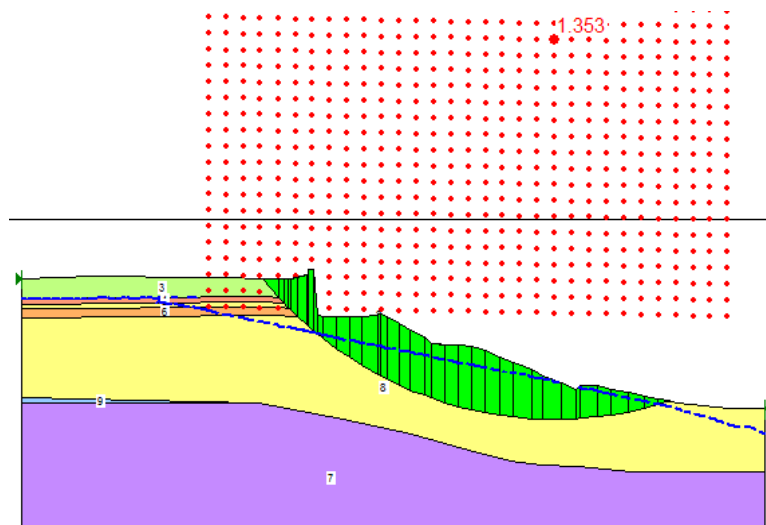
- Perfil 3, sem água, $c=10\text{kPa}$



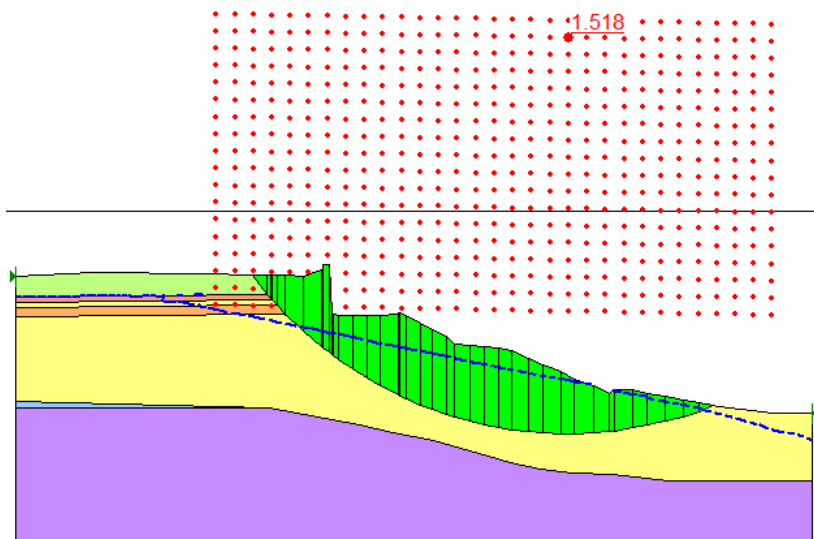
- Perfil 3, sem água, $c=20\text{kPa}$



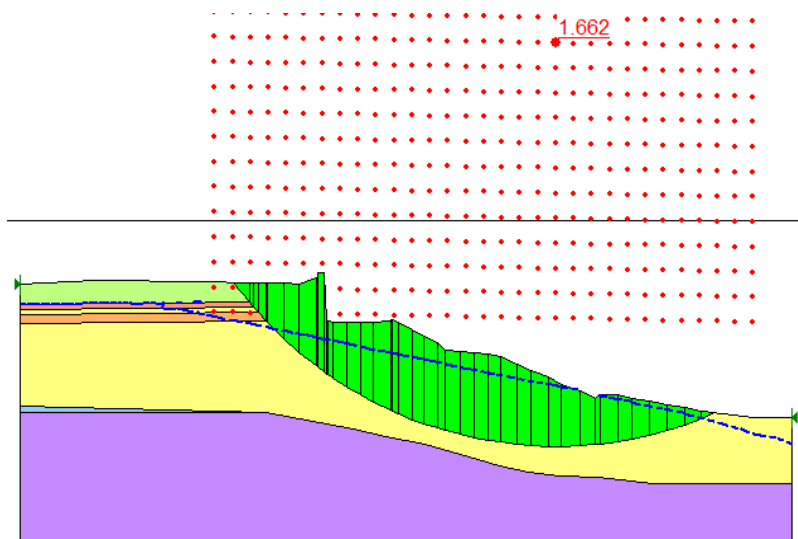
- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{m/s}$, $c=0 \text{kPa}$



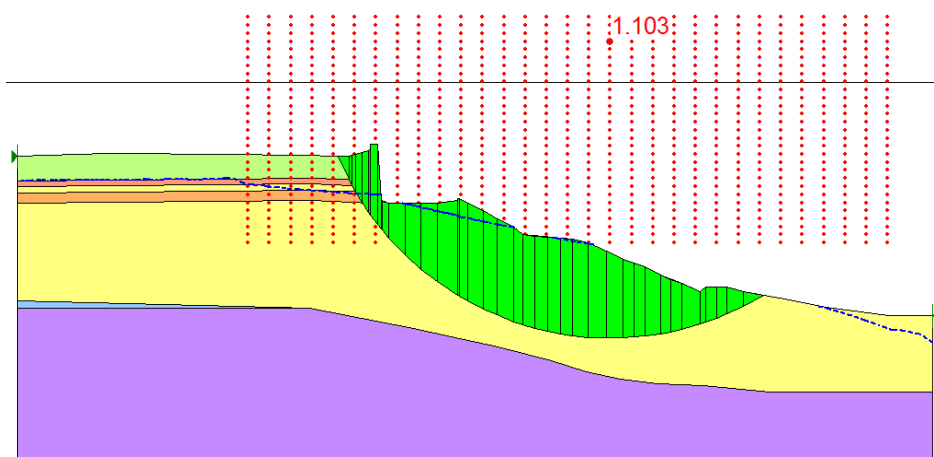
- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{m/s}$, $c=10 \text{kPa}$



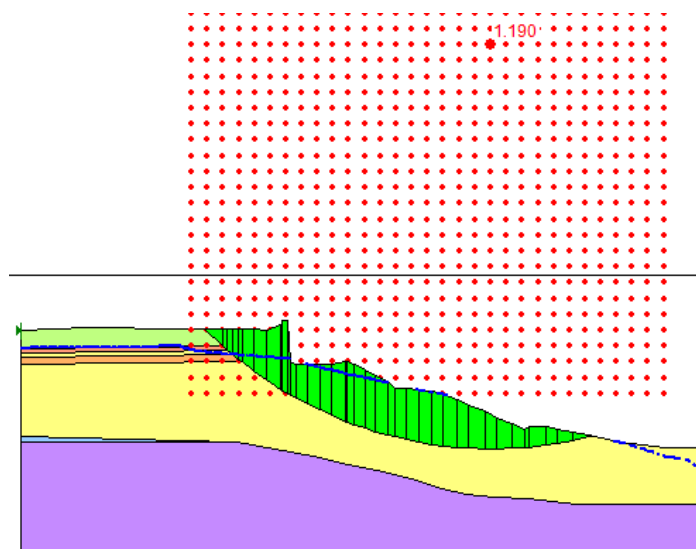
- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-5} \text{m/s}$, $c=20 \text{kPa}$



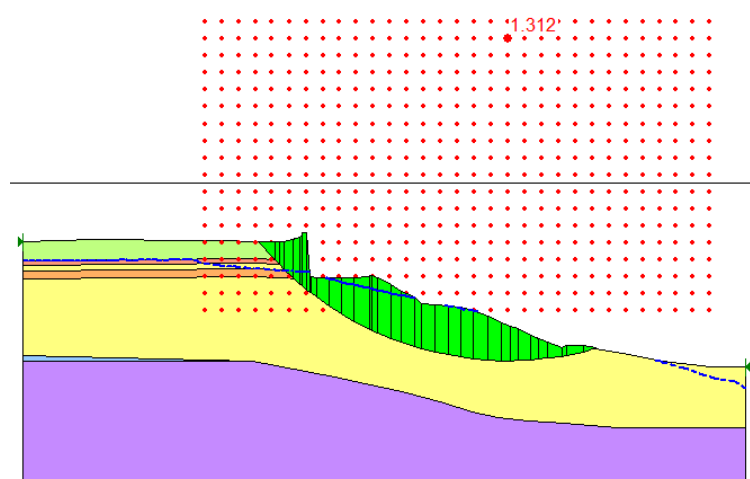
- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{m/s}$, $c=0 \text{kPa}$



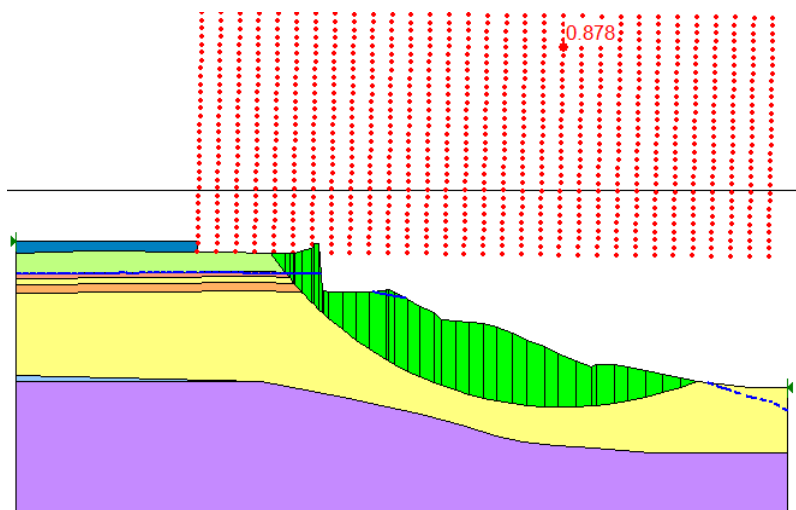
- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{m/s}$, $c=10 \text{kPa}$



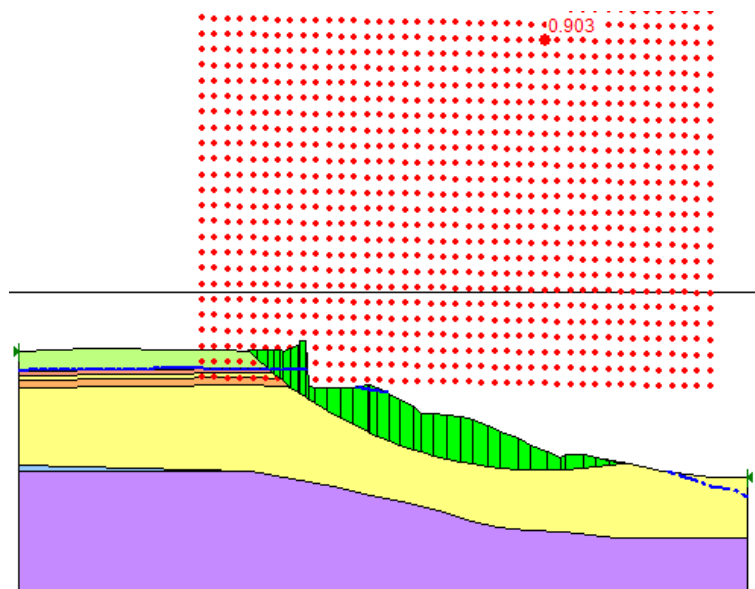
- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-6} \text{m/s}$, $c=20 \text{kPa}$



- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{m/s}$, $c=0 \text{kPa}$



- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{m/s}$, $c=10 \text{kPa}$



- Perfil 3, $k_3=4,3 \times 10^{-8} \text{m/s}$, $c=20 \text{kPa}$

