



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa



ACADEMIA MILITAR
DULCE ET DECORUM EST PRO PATRIA MORI



PROJECTO E OBSERVAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

**Soluções de estabilização de taludes acomodando
infraestruturas em exploração**

Pedro Miguel Campos Coelho

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Militar

Júri

Presidente: Prof. Jaime Santos

Orientador: Prof. Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Prof. Rui Gomes

Setembro 2010

AGRADECIMENTOS

A realização da presente dissertação apenas foi possível com a cooperação que obtive. Como tal, pretendo desta forma agradecer a quem por direito o merece.

À empresa JetSJ, particularmente ao professor Alexandre Pinto, orientador da dissertação, agradeço todos os meios que colocou ao meu dispor bem como a oportunidade que me proporcionou de acompanhar uma obra com estas características, que muito contribuiu para a minha formação como futuro oficial de Engenharia Militar. A elaboração de um trabalho desta natureza proporcionou, indubitavelmente, um grande enriquecimento pessoal e profissional, possibilitando o acompanhamento da execução de técnicas abordadas até então, apenas em teoria.

Ao Dono de obra, “Auto Estradas do Atlântico”, pela permissão no acompanhamento de todo o processo construtivo da obra.

À empresa CÊGÊ, especialmente ao Dr. João Pedro, pelo apoio constante e incondicional prestado e pela prática transmitida na área da fiscalização de obra. Elogio a sua motivação e o seu interesse no esclarecimento das várias temáticas na área da instrumentação.

Ao Sr. Justo e Sr. Matias, encarregados das empresas Tecnasol e SOPROEL, respectivamente, o apoio prestado no esclarecimento das diversas técnicas executadas e pela experiência transmitida.

À professora Eliana Cavaleiro, pela ajuda nas traduções em Inglês.

Aos meus Pais e irmã pela força que me deram durante a realização desta dissertação.

À minha amiga Sofia Reis pelo contributo na leitura da dissertação.

Aos meus amigos, pelo interesse que demonstraram no meu estudo e pela força que me deram durante todo o meu percurso académico.

À academia militar por ter proporcionado uma escolha livre do tema da dissertação e pela ambição de manter sempre elevado as exigências a nível militar, académico e físico dos alunos.

Ao Instituto Superior técnico, o meu reconhecimento pelos excelentes professores que possui, tornando-o no estabelecimento de ensino de referência no nosso País.

RESUMO

Existem inúmeros tipos de estruturas de contenção e estabilização aplicadas em taludes rodoviários.

Com a presente dissertação, pretende-se descrever os principais critérios e procedimentos inerentes à concepção e, conseqüente execução, de um projecto de contenção e estabilização distinto dos geralmente utilizados em território nacional, numa situação de escorregamento consumado. A complexidade de adopção de uma estrutura de contenção e estabilização face ao acontecimento mencionado e envolvida na necessidade de garantir a circulação rodoviária nas vias de circulação não atingidas pelo escorregamento, determinou a utilização de variadas soluções construtivas, empregando tecnologia moderna no domínio da geotecnia.

O projecto em análise contempla essencialmente a execução de trabalhos de estabilização/tratamento do solo, de escavação, de aterro, de fundações profundas, de drenagem e de uma estrutura de contenção. As soluções utilizadas para a realização dos trabalhos referidos são diversificadas, incluindo tecnologia de jet grouting, microestacas, contenção recorrendo a *big bags* e execução de pavimento.

Para além da descrição da campanha realizada, apresentam-se fundamentos teóricos necessários à compreensão das técnicas abordadas e realiza-se uma apreciação de carácter qualitativo às várias soluções adoptadas.

Um projecto deste tipo deve garantir a máxima segurança nos mais variados parâmetros. Neste sentido, para além das medidas padrão utilizadas e da procura de soluções com um contributo indispensável para a segurança, foi adoptado um plano de instrumentação e observação, com recurso a vários instrumentos de monitorização.

O dimensionamento de uma estrutura de contenção requer conhecimentos na área da mecânica dos solos. Deste modo, pretende-se elucidar o leitor acerca das teorias clássicas utilizadas no cálculo de impulsos, de modelos de colapso de maciços e da legislação utilizada num projecto geotécnico desta natureza.

Palavras-chave: Escorregamento; Jet grouting; Microestacas; Estruturas de contenção e estabilização; Instrumentação.

ABSTRACT

There are several types of retaining and stabilization structures applied to road embankments.

The objective of this study is to describe the main criteria and procedures inherent to the design and subsequent execution of a retaining and stabilization project, different from those that are generally adopted at a domestically level, on the case of a confirmed slipping embankment. The complexity associated with the employment of a retaining and stabilization structure in response to the aforementioned circumstance, in addition to the imperative assurance of safety conditions along the road travel routes that remain unaffected, determined the use of various constructive solutions and application of modern technology, predominantly within the field of geotechnical engineering.

The project under review primarily considers processes of soil stabilization/treatment, excavation, backfilling, deep drainage and a retaining structure. The solutions adopted for the completion of these tasks are diverse, including jet grouting technology, micropiles, containment using *big bags* and the execution of pavement.

As well as the description of the completed case study, theoretical foundations are explored in order to understand the discussed techniques. In addition to this, a qualitative assessment is employed for the evaluation of the various adopted solutions.

A project of this type should ensure maximum safety according to the most various criteria. For this reason instrumentation and observation plan, relying on the use of various monitoring instruments is employed over and above the use of standard procedures and search for solutions that make the necessary contributions to safety conditions.

The design of a retaining structure requires expertise in the field of soil mechanics. Therefore, the intention is to provide the reader with a clear insight into the classical theories used in the calculation of impulses, massif collapse models and the legislation used in geotechnical designs of this nature.

Keywords: Slide; Jet grouting; Micropiles; Retaining and stabilization structures; Instrumentation.

ÍNDICE

Agradecimentos	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Índice	xi
Lista de Figuras	xv
Lista de Tabelas	xix
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento Geral	1
1.2. Objectivos	3
1.3. Organização do documento	4
1.4. Principais condicionamentos	4
1.4.1. Condicionamentos relativos às condições de vizinhança	5
1.4.2. Condicionamentos relativos a serviços afectados	5
1.4.3. Condicionamentos de natureza geológica e geotécnica	5
1.5. Mecanismos de instabilidade de taludes	10
1.5.1. Solo	11
1.5.1.1. Identificação de solos	11
1.5.2. Movimentos de massa	12
1.5.2.1. Escorregamento	14
2. Solução Adoptada	17
2.1. Microestacas	18
2.1.1. Campo de aplicação	20
2.1.2. Classificação das microestacas	21
2.1.3. Aspectos a considerar	23
2.2. Jet Grouting	23
2.2.1. Tipos de tecnologia	25
2.2.2. Campo de aplicação	26
2.2.3. Aspectos a considerar	28
2.2.4. Controlo de qualidade	29
2.3. Estruturas de contenção	31
2.3.1. Muros de suporte	31
2.3.1.1. Muros de gabiões	32
2.3.1.2. Muros de betão armado	34
2.3.1.3. Muros de terra armada	36

2.3.2.	Paredes de contenção.....	37
2.3.2.1.	Paredes tipo Berlim e tipo Munique	38
2.3.2.2.	Paredes moldadas.....	39
2.3.2.3.	Cortinas de estacas.....	40
2.4.	Drenagem	42
2.4.1.	Drenagem superficial.....	42
2.4.2.	Drenagem profunda.....	43
2.4.3.	Drenagem superficial e profunda	44
3.	Processo/Faseamento Construtivo	47
3.1.	Projecto	47
3.1.1.	Sequência dos trabalhos	48
3.2.	Muro de gabiões	53
3.2.1.	Constituição do muro de gabiões	55
3.2.2.	Análise crítica	56
3.3.	Estabilização provisória do talude	59
3.3.1.	Equipamentos e materiais	59
3.3.2.	Execução.....	59
3.3.3.	Análise crítica	60
3.4.	Microestacas.....	61
3.4.1.	Equipamentos e materiais	61
3.4.2.	Execução.....	62
3.4.3.	Análise crítica	66
3.5.	Jet grouting.....	67
3.5.1.	Equipamentos e materiais	67
3.5.2.	Colunas teste.....	70
3.5.2.1.	Ensaio.....	72
3.5.3.	Execução.....	74
3.5.4.	Análise crítica	78
3.6.	Muro de betão armado	79
3.6.1.	Equipamentos e materiais	79
3.6.2.	Execução.....	80
3.6.3.	Análise crítica	83
3.7.	Drenagem.....	84
3.7.1.	Execução.....	84
3.7.2.	Análise crítica	87
3.8.	Aterro e reposição do pavimento	88
3.8.1.	Equipamentos e materiais	88
3.8.2.	Execução.....	91

3.8.3.	Análise Crítica	93
4.	Plano de instrumentação e observação (PIO).....	95
4.1.	Alvos topográficos.....	95
4.1.1.	Leituras.....	97
4.2.	Fissurómetros.....	100
4.2.1.	Leituras.....	100
4.3.	Marcas topográficas.....	101
4.3.1.	Leituras.....	102
4.4.	Inclinómetros	103
5.	Considerações sobre o dimensionamento.....	105
5.1.	Impulsos de terras.....	106
5.1.1.	Determinação de impulsos sobre muros em “L” de betão armado.....	106
5.2.	Verificação da segurança (Eurocódigo 7)	108
5.2.1.	Estados limites últimos	108
5.2.2.	Verificação da segurança em relação à ruptura global.....	109
6.	Conclusões e perspectivas de desenvolvimentos futuros.....	115
6.1.	Conclusões	115
6.2.	Perspectivas de desenvolvimentos futuros	116
7.	Referências Bibliográficas	117
	Anexo A – Limites de consistência, composição granulométrica e estados tensão. .	122
	Anexo B – Secções tipo do muro “L” de betão armado (Escala 1:50)	124
	Anexo C – Teoria de Rankine e Coulomb	126
	Anexo D – Coeficientes de segurança parciais	131
	Anexo E – Método de Bishop simplificado: Fase 1 (cálculos de M_{Sd} e M_{Rd}).....	133
	Anexo F – Método de Bishop simplificado: Fase 2 (cálculos de M_{Sd} e M_{Rd})	134
	Anexo G – Método de Bishop simplificado: Fase 3 (cálculos de M_{Sd} e M_{Rd})	135

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 1

Figura 1.1 – Vista aérea do local de intervenção [1].	1
Figura 1.2 - Vista geral do local de intervenção.	2
Figura 1.3 – Imagens do pavimento da auto-estrada A8 ao KM 92+600, no dia 9 Fevereiro 2010.	2
Figura 1.4 - Imagem da base do talude da auto-estrada A8 ao KM 92+600, no dia 9 Fevereiro 2010.	2
Figura 1.5 - Extracto da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000: folha 26-B (Alcobaça) [2].	6
Figura 1.6- Localização das sondagens de prospecção realizadas [2].	7
Figura 1.7 – Gráfico de valores N_{SPT} , na zona de aterro.	8
Figura 1.8 - Gráfico de valores N_{SPT} , no maciço “in-situ”.	8
Figura 1.9 - Localização dos inclinómetros instalados [2].	9
Figura 1.10 - Perfil dos materiais identificados no zonamento geotécnico.	10
Figura 1.11 - Esquema e imagem de um movimento do tipo escorregamento rotacional [12].	14
Figura 1.12 – Esquema representativo dos diferentes tipos de escorregamentos rotacionais [10].	15
Figura 1.13 – Esquema [12] e imagem [13] de um movimento do tipo escorregamento translacional.	15

Capítulo 2

Figura 2.1 - Corte tipo da solução adoptada para a estabilização do aterro da auto-estrada [3].	17
Figura 2.2 – Constituição de um microestaca [14].	18
Figura 2.3 – Pormenor da válvula-manchete [16].	19
Figura 2.4 – Microestacas como elementos de fundação [24].	20
Figura 2.5 – Classificação das microestacas quanto ao processo de execução de selagem [18].	22
Figura 2.6– Aplicabilidade de jet grouting em solos versus outros tipos de injeções de calda [21].	24
Figura 2.7 – Faseamento do jet grouting [22].	24
Figura 2.8 – Representação esquemática dos sistemas de jet grouting [23].	25
Figura 2.9 – Exemplos de aplicação de jet grouting [25].	26
Figura 2.10 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes [23].	30
Figura 2.11 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos [23].	30
Figura 2.12 – Estrutura tipo de um cesto de gabiões [27].	32
Figura 2.13 – Apresentação da malha 8×10cm [27].	33
Figura 2.14 – Exemplo de aplicação (esquerda) e pormenor dos degraus [27] (direita).	34
Figura 2.15 – Secções tipo de muros de suporte [27].	34
Figura 2.16 – Muro de suporte em consola em T invertido (1) e em L (2) [28].	35
Figura 2.17 – Muro de suporte com contrafortes e viga de coroamento (1) e com “prateleira” (2) [28].	35
Figura 2.18 – Exemplo de muro de suporte em consola [30].	36
Figura 2.19 – Exemplo de bandas metálicas dispostas no muro (esquerda) e aspecto final (direita) [31].	37
Figura 2.20 – Exemplo de uma parede tipo Berlim [34].	38
Figura 2.21 – Exemplo de uma parede tipo Munique da auto-estrada A15 ao Km10+600.	38
Figura 2.22 – Esquema de execução de uma parede [30] e exemplo de uma parede moldada [37].	40
Figura 2.23 – Exemplo de cortina de estacas moldadas da auto-estrada A15 ao Km34+200.	41
Figura 2.24 - Exemplo de colchões Reno (esquerda) e máscara drenante (direita) [39].	42
Figura 2.25 – Exemplo de aplicação de drenos horizontais profundos [40].	43

Figura 2.26 – Pormenor de um tubo drenante e exemplo de aplicação [41].	44
Figura 2.27 – Exemplos de aplicação de mantas geotêxteis [43].	45
Figura 2.28 – Pormenor (esquerda) e exemplo de aplicação de uma manta drenante (direita) [45].	46

Capítulo 3

Figura 3.1 – Imagens da zona de crista do talude em Fevereiro de 2010.	48
Figura 3.2 – Imagens da zona de base do talude em Fevereiro de 2010.	48
Figura 3.3 - 1ª Fase: Preparação dos trabalhos e escavação do aterro (corte tipo) [3].	49
Figura 3.4 - 2ª Fase: Colocação dos elementos de estabilização provisória [3].	50
Figura 3.5 - 3ª Fase: Execução das colunas de jet grouting e das microestacas [3].	51
Figura 3.6 - 4ª Fase: Execução do muro de betão armado, do aterro e reperfilamento do talude [3].	52
Figura 3.7 - 5ª Fase: Reposição da plataforma da auto-estrada e execução de manta drenante no talude [3].	53
Figura 3.8 - Corte transversal tipo da auto-estrada antes do escorregamento ocorrido.	54
Figura 3.9 – Imagem do muro de gabiões, anterior aos trabalhos de estabilização.	54
Figura 3.10 – Imagem do muro de gabiões, posterior aos trabalhos de estabilização.	55
Figura 3.11 - Corte tipo do muro de gabiões, anterior aos trabalhos de estabilização.	55
Figura 3.12 – Pormenor de um cesto constituinte do muro de gabiões.	56
Figura 3.13 – Pormenor da manta geotêxtil encontrada durante a escavação.	57
Figura 3.14 – Base do muro de gabiões.	58
Figura 3.15 – Corte tipo da superfície provável de escorregamento.	58
Figura 3.16 – <i>Big bag</i> tipo utilizado (esquerda) e constituição do mesmo (direita).	59
Figura 3.17 – Grua móvel <i>Liebherr LTm 1160-5.1</i> .	59
Figura 3.18 – Imagem dos <i>big bags</i> colocados na zona Norte do talude.	60
Figura 3.19- Imagem dos <i>big bags</i> colocados posteriormente na zona Sul do talude.	60
Figura 3.20 - Pormenor da localização do ponto de inflexão na superfície de corte.	61
Figura 3.21 - Tubos N80 (esquerda), uniões exteriores (centro) e varões Ø32mm A500/550 (direita).	62
Figura 3.22 – Equipamento de perfuração Klem (esquerda) e compressor Atlas copco (direita).	62
Figura 3.23 - Remoção de parte da faixa de rodagem (esquerda) e nivelamento do terreno (direita).	63
Figura 3.24 - Perfuração com recurso a trado.	64
Figura 3.25 – Introdução da armadura principal no furo.	64
Figura 3.26 – Ilustração da injeção de calda de cimento através de manchetes com obturadores duplos.	65
Figura 3.27 - Imagens da escavação até à cota da sapata do muro de betão armado.	65
Figura 3.28 – Imagem das microestacas inclinadas.	67
Figura 3.29 – Máquina de furação e injeção <i>EGT MD 5200</i> .	68
Figura 3.30 – Central de mistura <i>METAX MIX JM-30</i> (esquerda) e silo para armazenamento de cimento (direita).	69
Figura 3.31 – Motobomba <i>SOILMEC 7T-600J</i> .	69
Figura 3.32 – Aparelho Jean Lutz LT3.	70
Figura 3.33 – Execução de colunas de ensaio da zona 1 (esquerda) e posterior escavação (direita).	71
Figura 3.34 - Execução de colunas de ensaio da zona 2 (esquerda) e posterior escavação (direita).	71
Figura 3.35– Recolha de amostras da coluna “E”	73

Figura 3.36 - Ensaio de compressão uniaxial (esquerda) e zona de rotura (direita), num provete da coluna 76.....	74
Figura 3.37 – Nivelamento do terreno para a execução de colunas de jet grouting.	75
Figura 3.38 – Pormenor dos bicos de injeção da máquina de jet grouting.....	75
Figura 3.39 – Refluxo proveniente da injeção (esquerda) e depósito de refluxo (direita).	76
Figura 3.40 – Adaptador de perfuração (esquerda) e execução de uma microestaca vertical (direita).	76
Figura 3.41 – Colocação da armadura (esquerda) e de calda de cimento por gravidade (direita), na microestaca.....	77
Figura 3.42 - Representação esquemática da localização das colunas de jet grouting no solo.	77
Figura 3.43 – Betão de limpeza e pormenor de uma microestaca com hélice e chapa metálica.....	78
Figura 3.44 – Camião betoneira (esquerda) e auto bomba (direita).	80
Figura 3.45 – Grua móvel (esquerda) e cofragem <i>Frami 270</i> (direita).	80
Figura 3.46 – Pormenor da variação de largura da sapata e de disposição dos varões.....	81
Figura 3.47 – Pormenor da instalação de calha inclinométrica e de negativos para ancoragens.....	81
Figura 3.48 – Pormenor da junta de dilatação.	82
Figura 3.49 – 1ª e 2ª fase de betonagem do muro de betão armado.	82
Figura 3.50 – Pormenor da base (esquerda) e aspecto final do muro (direita).	82
Figura 3.51 – Pormenor de emendas de armaduras.	83
Figura 3.52 – Soluções de drenagem definidas em projecto [3].	84
Figura 3.53 – Pormenor de bueiro na fase anterior (esquerda) e posterior (direita) à betonagem do muro.	85
Figura 3.54- Imagens da constituição (esquerda) e aplicação da tela drenante (direita) <i>enkadrian</i>	85
Figura 3.55 – Pormenor do tubo drenante (esquerda) e da disposição do mesmo (direita).	85
Figura 3.56 – Geotêxtil de separação do material de aterro.	86
Figura 3.57 – Caleira da base do talude	86
Figura 3.58 – Pormenor da tela PEAD (esquerda) e vista geral da pedra arrumada sobre o talude (direita).	87
Figura 3.59 – Mecanismo de captação de água da disposição tela drenante/tubo drenante/geotêxtil.	88
Figura 3.60 – Material constituinte da geoleca (esquerda) e da geogrelha biaxial tipo SS20 (direita).	89
Figura 3.61 - Escavadora <i>JCB JS240</i> (esquerda) compactador <i>HAMM HD 12 VV</i> (direita).	89
Figura 3.62 – Corte transversal (ilustração) do pavimento aplicado.	90
Figura 3.63 – Motoniveladora <i>CAT 12 K</i> (esquerda) e cisterna de emulsões/ betume <i>JTI</i> (direita).	90
Figura 3.64 - Pavimentadora de lagartas <i>VOGUELE 1800-2</i> e compactador de pneus <i>CAT PS-360C</i>	90
Figura 3.65 – Trabalhos de despejo dos <i>big bags</i> (esquerda) e de compactação (direita).	91
Figura 3.66 – Execução do aterro com geoleca (esquerda) e aplicação da geogrelha biaxial (direita).	91
Figura 3.67 – Execução da distribuição e nivelamento do agregado britado.	92
Figura 3.68 – Aplicação do macadame betuminoso e posterior compactação.	92
Figura 3.69 – Remoção parcial da faixa de rodagem na zona dos trabalhos de estabilização.....	93

Capítulo 4

Figura 4.1 – Estação total <i>Leica TCA 1800</i> e alvo topográfico tipo prisma reflexão total.	96
Figura 4.2 – Localização aproximada dos alvos topográficos.....	96
Figura 4.3 - Base de um clinómetro instalado no muro em “L” de betão armado.	97
Figura 4.4 – Pormenor da localização dos alvos em superfícies distintas do muro de gabiões.	97

Figura 4.5 - Deslocamentos horizontais (X,Y) e verticais (Z) dos alvos A1 a A4.	98
Figura 4.6 – Deslocamentos horizontais (X,Y) e verticais (Z) dos alvos A10 a A15.	99
Figura 4.7 – Fissurómetros F2 (esquerda) e F3 (direita)	100
Figura 4.8 – Imagem de uma marca de superfície aplicada no pavimento.	101
Figura 4.9 – Ilustração da localização das marcas de superfície, durante a execução dos trabalhos.	101
Figura 4.10 – Evolução no tempo dos deslocamentos das marcas de superfície.	102
Figura 4.11 – Perfil longitudinal das marcas de superfície.....	102
Figura 4.12 – Torpedo e cabo eléctrico (esquerda) e aparelho de medição de deslocamentos (direita)..	104

Capítulo 5

Figura 5.1- Malha de elementos finitos deformada, correspondente à fase final dos trabalhos.	105
Figura 5.2 – Determinação de impulso activo sobre muro em “L” - teoria de Rankine.	107
Figura 5.3 - Determinação de impulso sobre muro em “L” - teoria de Coulomb.	107
Figura 5.4 – Método das fatias [58].....	110
Figura 5.5 - Corte transversal do talude a analisar na fase 1 pelo método de Bishop simplificado.	112
Figura 5.6 - Corte transversal do talude a analisar na fase 2 pelo método de Bishop simplificado.	113
Figura 5.7 - Corte transversal do talude a analisar na fase final pelo método de Bishop simplificado.....	113

LISTA DE TABELAS

Capítulo 1

Tabela 1.1 - Zonas geotécnicas e parâmetros geomecânicos adotados.....	9
Tabela 1.2 – Sistema de classificação de movimentos de terreno [11].	13
Tabela 1.3 – Classificação dos movimentos com base na velocidade de ocorrência [11].	13

Capítulo 2

Tabela 2.1 – Classes de aço de alta resistência usados nas microestacas [16].	20
Tabela 2.2 – Situações de aplicação do jet grouting.....	27
Tabela 2.3 – Vantagens e Desvantagens das soluções apresentadas [35].	39
Tabela 2.4 – Vantagens e Desvantagens das paredes moldadas [37].	40
Tabela 2.5 - Vantagens e Desvantagens das cortinas de estacas moldadas [38].	41

Capítulo 3

Tabela 3.1 – Parâmetros executivos das colunas de jet grouting teste.	70
Tabela 3.2 – Parâmetros adotados na execução das colunas de jet grouting	72
Tabela 3.3 – Valores dos ensaios de compressão uniaxial, aos 7 dias, nos provetes “B” e “E”.	73
Tabela 3.4 – Valores dos ensaios de compressão uniaxial, aos 21 dias, nos provetes da coluna 76.	74

Capítulo 5

Tabela 5.1- Valores de M_{sd} e M_{rd} obtidos pelo método de Bishop simplificado.	114
---	-----

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento Geral

A presente dissertação descreve, investiga, explana e analisa as etapas inerentes à execução da estabilização do aterro da auto-estrada A8 ao KM92+600, desde o plano de instrumentação e observação definido até à reabertura do troço de auto-estrada condicionado. Apresenta ainda uma componente teórica e prática, de dimensionamento da solução de estabilização do talude, de modo a uma compreensão de todos os parâmetros intrínsecos à execução da obra.

A zona em estudo, inicialmente suportada por um muro de gabiões de altura variável, foi alvo de instrumentação desde o ano de 2009, devido ao aparecimento de fissuras no pavimento, indiciando pequenos deslocamentos do aterro que o suportava.



Figura 1.1 – Vista aérea do local de intervenção [1].



Figura 1.2 - Vista geral do local de intervenção.

No passado dia 9 de Fevereiro de 2010, a plataforma da auto-estrada registou uma deformação vertical considerável intersectando os terrenos localizados a montante e jusante do muro de gabiões, como se pode observar na figura 1.3 e 1.4.



Figura 1.3 – Imagens do pavimento da auto-estrada A8 ao KM 92+600, no dia 9 Fevereiro 2010.



Figura 1.4 - Imagem da base do talude da auto-estrada A8 ao KM 92+600, no dia 9 Fevereiro 2010.

Perante este acontecimento, a solução adoptada teve como finalidade, assegurar a reconstrução da plataforma da faixa de rodagem inutilizada, através de uma estrutura de contenção e estabilização, constituída por colunas de jet grouting, armadas com tubos de microestacas, solidarizadas no seu coroamento por um muro em betão armado, construído pelo método tradicional.

1.2. Objectivos

Na presente dissertação serão descritos e analisados os critérios de concepção e execução adoptados na execução da estrutura de contenção e estabilização realizada ao KM92+600 da auto-estrada A8. Vai ser dado um maior realce na análise crítica do projecto geotécnico, verificando-se no decorrer da obra, e após a conclusão da mesma, as consequências das opções adoptadas, e as alterações que o projecto sofreu ao longo da sua execução.

Uma vez que se trata da realização de uma estrutura de contenção e estabilização em que o terreno já se encontrava instabilizado, requerendo a adopção de algumas medidas de segurança extra, e solicitando a aplicação de um modelo construtivo diferente da maioria das soluções convencionais utilizadas para a contenção de taludes rodoviários, torna-se importante relatar e analisar todo o procedimento utilizado e o comportamento do solo no decorrer dos trabalhos. Perante estes factos, a leitura da presente dissertação pode ajudar na compreensão de determinadas técnicas construtivas e de certos fenómenos de instabilidade, e servir como auxílio para a realização de trabalhos semelhantes.

Na dissertação em causa destaca-se a importância que o plano de instrumentação e observação apresenta ao longo dos trabalhos de execução e após a realização dos mesmos, permitindo verificar e confirmar os valores de alguns parâmetros inerentes à segurança e ao próprio dimensionamento da estrutura. Assim, será abrangida a avaliação das deformações, registadas por vários equipamentos em locais específicos.

A componente de dimensionamento apresenta os principais aspectos a considerar na execução de uma estrutura geotécnica deste tipo, referindo métodos modelares de dimensionamento e a legislação que induz a verificação de segurança.

Resumindo, o seguimento contínuo de uma obra deste tipo, constitui uma base importante para a compreensão dos efeitos das soluções adoptadas, perante os condicionamentos existentes, das dificuldades que surgem durante os trabalhos e, por último, para a percepção de todos os parâmetros existentes na implementação do projecto.

1.3. Organização do documento

A organização da dissertação está concebida de modo a permitir um encadeamento lógico de conceitos e matérias, partindo de visões gerais e culminando em particulares. Nestes termos, os primeiros 2 capítulos são dedicados à integração, compreensão e estudo de determinados aspectos teóricos, relacionados essencialmente com as temáticas das técnicas empregues em obra, enquanto que os capítulos seguintes dizem respeito a uma campanha mais prática, ligada aos acontecimentos em obra.

A estrutura da dissertação assenta nos seguintes 7 capítulos:

Capítulo 1 - Capítulo introdutório que incorpora um enquadramento geral da dissertação, definição dos objectivos a atingir e indicações sobre os condicionamentos intrínsecos à execução da obra. Explana ainda aspectos fundamentais à compreensão das causas naturais que provocaram o escorregamento

Capítulo 2 - Capítulo que expõe aspectos teóricos das técnicas construtivas utilizadas na obra.

Capítulo 3 - Capítulo respeitante à descrição de todo o faseamento construtivo realizado, com a devida análise crítica das técnicas utilizadas.

Capítulo 4 - Capítulo dedicado a uma área cada vez mais valorizada, a instrumentação. Deste modo vão ser discriminados todos os procedimentos mencionados no Plano de Instrumentação e Observação (PIO), presente na memória descritiva e justificativa, bem como os resultados obtidos.

Capítulo 5 - Capítulo aplicado à demonstração das teorias analíticas frequentemente utilizadas no dimensionamento de estruturas geotécnicas desta natureza. Consiste ainda na verificação da segurança em relação à ruptura global do talude em diferentes fases da obra.

Capítulo 6 - Capítulo relativo à apresentação de conclusões. Referem-se os aspectos mais relevantes na execução de uma obra com este tipo de características.

Capítulo 7 - Capítulo que enuncia todas as referências consultadas para a realização desta dissertação.

1.4. Principais condicionamentos

Como acontece com qualquer obra, existem determinados condicionamentos preponderantes à execução da mesma, tornando-se por isso inevitável referi-los de modo a uma melhor preparação dos trabalhos, a um melhor conhecimento do local envolvente e,

sobretudo, a possibilitar uma concepção da obra o mais ajustada possível aos referidos condicionamentos.

1.4.1. Condicionamentos relativos às condições de vizinhança

A necessidade de manter a operacionalidade da auto-estrada, assim como as habitações existentes na base do muro de gabiões, por questões de segurança parcialmente desocupadas durante a realização dos trabalhos, foram os factores determinantes no condicionamento do tipo de solução construtiva adoptada. Optou-se assim por uma solução que necessitasse de equipamentos de menores dimensões, comparativamente a equipamentos utilizados para a execução de outras tecnologias, e que introduzissem menor instabilidade na zona de aterro, principalmente na fase inicial da obra. Durante a realização dos trabalhos, os aparelhos de instrumentação desempenharam um papel importante no controlo de fissuras e assentamentos das habitações em causa.

Como já referido, outro factor preponderante foi a tentativa de reduzir o impacto no funcionamento da plataforma da auto-estrada, dando especial relevância às condições de segurança rodoviária.

1.4.2. Condicionamentos relativos a serviços afectados

No seguimento do relatado anteriormente, teve que se proceder ao encerramento do tráfego automóvel na faixa de rodagem do sentido Norte-Sul, correspondente à zona instabilizada. Todo o tráfego automóvel (2 sentidos) foi encaminhado para as vias relativas à faixa de rodagem do sentido Sul-Norte.

1.4.3. Condicionamentos de natureza geológica e geotécnica

O local da A8 onde ocorreu o escorregamento, ao km 92+600, situa-se no bordo Nascente do vale tifónico de orientação Nordeste-Sudoeste, que se estende entre Pataias, Valado de Frades, São Martinho do Porto e Alfeizerão. De acordo com a notícia explicativa da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000, folha 26-B (Alcobaça), este local da auto-estrada encontra-se assente sobre os terrenos Jurássicos, designados por “Margas e calcários de Dagorda” – J1ab. Este complexo é constituído por margas salíferas e gipsíferas, por margas mais ou menos gresosas, de cores maioritariamente avermelhadas, acinzentadas e esverdeadas, e ainda por calcários margosos e dolomíticos [2].



Legenda:

Sem escala

○ – Local da obra

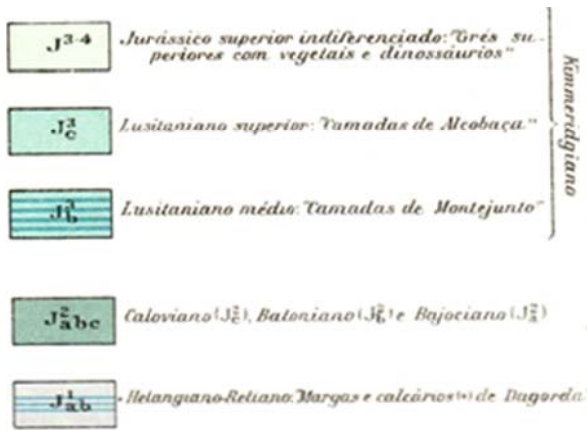


Figura 1.5 - Extracto da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000: folha 26-B (Alcobaca) [2].

Para a realização de uma solução construtiva coerente e fundamentada, foi essencial possuir uma informação rigorosa do material constituinte na zona de aterro e do maciço *in-situ*.

Zonamento geotécnico

Aquando do início da instabilidade (Setembro de 2009), realizaram-se sondagens de prospecção na berma da auto-estrada. Depois de verificada uma evolução substancial do mesmo, foram efectuadas novas sondagens, com o objectivo de definir com maior precisão a localização da superfície de contacto dos materiais de aterro com o maciço *in-situ* e da superfície de escorregamento. De modo a complementar a identificação das diferentes camadas de solo e definir as suas capacidades de carga, foram executados ensaios de penetração dinâmica SPT (Standard Penetration Test).

Foram definidas 5 sondagens, distribuídas no intradorso do muro de gabiões (S102 e S103), junto à berma direita da auto-estrada (S100 e S101) e no meio da faixa Norte-Sul junto à cicatriz de escorregamento (S104), de acordo com a figura 1.6.

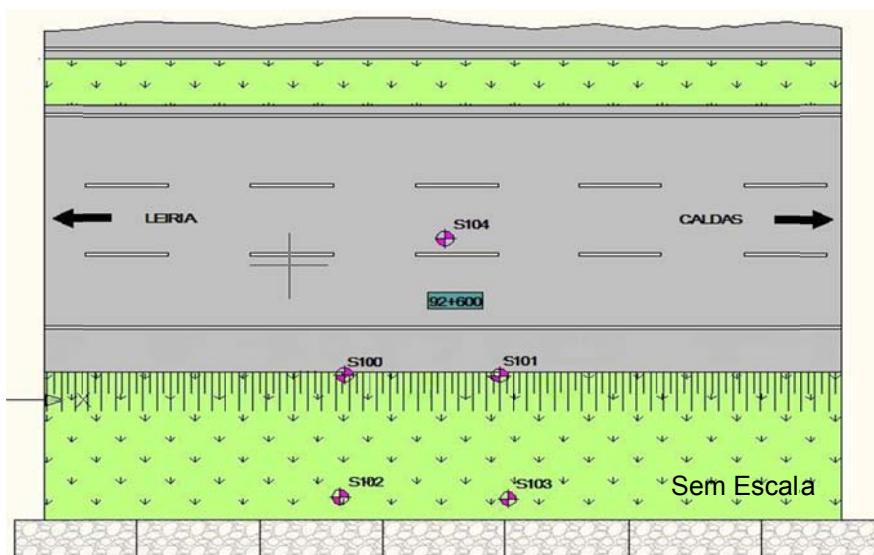


Figura 1.6- Localização das sondagens de prospecção realizadas [2].

Os ensaios SPT foram executados a cada 1.5 m e realizaram-se em duas fases distintas, como especifica a respectiva norma. Na primeira fase o amostrador é cravado 15cm, registando-se o respectivo número de pancadas e na segunda o amostrador é cravado mais 30 cm, sendo o resultado do ensaio SPT o número de pancadas obtido nesta fase. Se após 60 pancadas, a penetração não atingir os 30 cm, termina-se o ensaio medindo a penetração obtida. Quando com 60 pancadas não é possível conseguir a penetração dos primeiros 15 cm (nega brusca), regista-se a nega (N) do ensaio.

Resultados

As sondagens S100 e S101, localizadas na berma da auto-estrada, apresentaram materiais de aterro com 7 e 6m de profundidade, respectivamente. A sondagem S104, situada na zona central da faixa de rodagem Norte-Sul, apresentava materiais de aterro com aproximadamente 4m de espessura. Ambas as sondagens ostentavam essencialmente a presença de materiais de natureza argilo-arenosa de cores variadas, com seixos dispersos. Sob esta camada de aterro ocorria o maciço *in situ* Jurássico, constituído em toda a extensão atravessada essencialmente por materiais argilosos avermelhados com algumas passagens areno-argilosas acinzentadas.

Nas sondagens S102 e S103, executadas no tardo do muro de gabiões, foram encontrados materiais de aterro até aos 7m de profundidade, compostos predominantemente por areia levemente siltosa, de granulometria muito fina a média, correspondendo aos materiais de aterro colocados no tardo do muro de gabiões, entre a escavação efectuada e este. A

sondagem S102 ainda permitiu a recolha de uma amostra de argila levemente arenosa castanha-avermelhada, que poderia corresponder aos materiais presentes no aterro da auto-estrada. À excepção da sondagem S103, que interceptou água a partir dos 5.3m de profundidade, não foi encontrada a presença de água nas restantes. Os valores dos ensaios de penetração dinâmica SPT, para os materiais de aterro, são os seguintes:

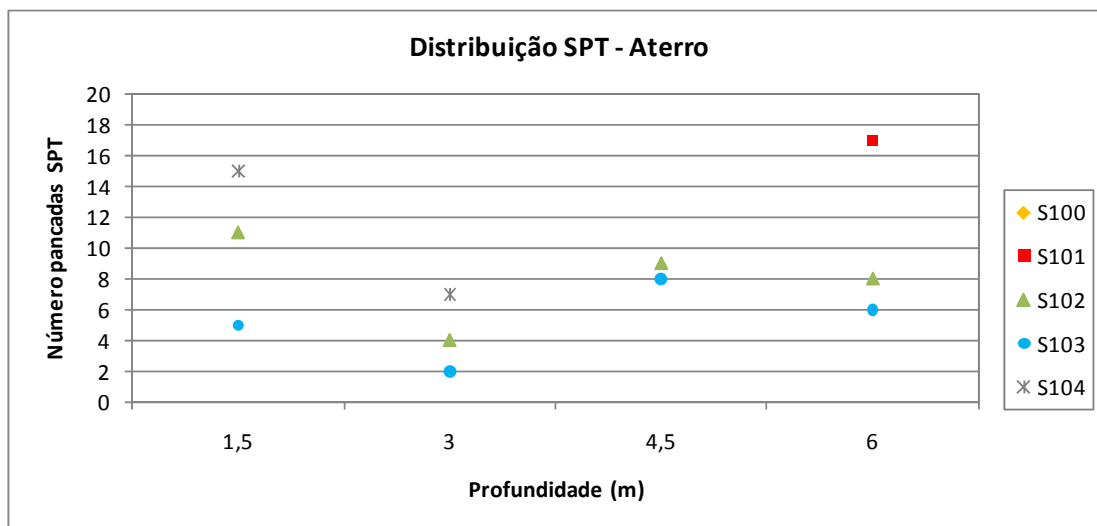


Figura 1.7 – Gráfico de valores N_{SPT} , na zona de aterro.

Pode verificar-se que os materiais de aterro registaram valores entre as 2 e as 17 pancadas, embora os valores mais frequentes se encontrem abaixo das 9 pancadas.

Nos ensaios realizados no maciço composto pelas argilas avermelhadas de idade Jurássica, verificam-se valores compreendidos entre as 18 e as 60 pancadas, embora os valores frequentes se tenham situado entre as 25 e as 40 pancadas (fig. 1.8).

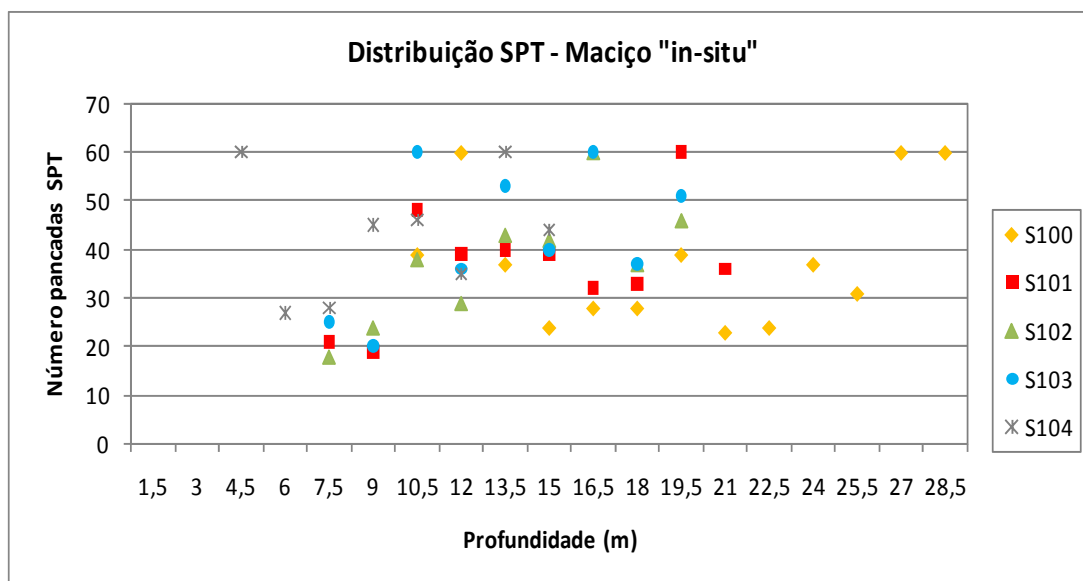


Figura 1.8 - Gráfico de valores N_{SPT} , no maciço "in-situ".

Na realização dos ensaios obtiveram-se valores SPT de 60 pancadas que não deverão ser representativos dos materiais atravessados, devendo corresponder aos níveis mais arenosos acinzentados situados no seio das argilas avermelhadas.

Para além das sondagens efectuadas, procedeu-se, em 2009, à instalação de 2 inclinómetros, um centrado na zona onde a fissura da via central se encontrava mais aberta e um segundo mais a Sul, ambos com um comprimento de 21 m, ultrapassando deste modo a cota de fundação do muro de gabiões

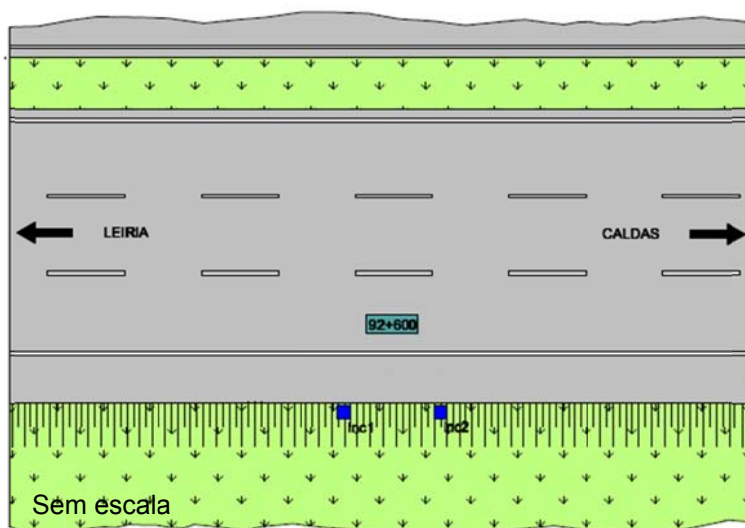


Figura 1.9 - Localização dos inclinómetros instalados [2].

A instalação dos referidos inclinómetros, assim como as fendas de abatimento e empolamento, contribuíram para a localização da superfície de escorregamento associada à massa de solo instabilizada (fig. 1.10).

Parâmetros de modelação

Foram definidas 3 zonas geotécnicas na modelação numérica, caracterizadas pelos parâmetros geomecânicos apresentados na tabela 1.1 e identificadas no perfil da figura 1.10.

Tabela 1.1 - Zonas geotécnicas e parâmetros geomecânicos adoptados.

Zona Geotécnica	Litologia	ϕ' (°)	C' (KPa)	γ_h (kN/m ³)	E' (MPa)
ZG3	Depósito de Aterro	30	0	18	5
ZG2	Zona superficial das argilas, $N_{SPT} < 30$ pancadas	15	5	20	15
ZG1	Zona inferior das argilas, $N_{SPT} > 30$ pancadas	20	15	20	30
-	Aterro com agregados leves	30	0	6	30

ϕ' - Ângulo de atrito interno

γ_h - Peso específico húmido

E' - Módulo de deformabilidade para carregamento

C' - Coesão drenada

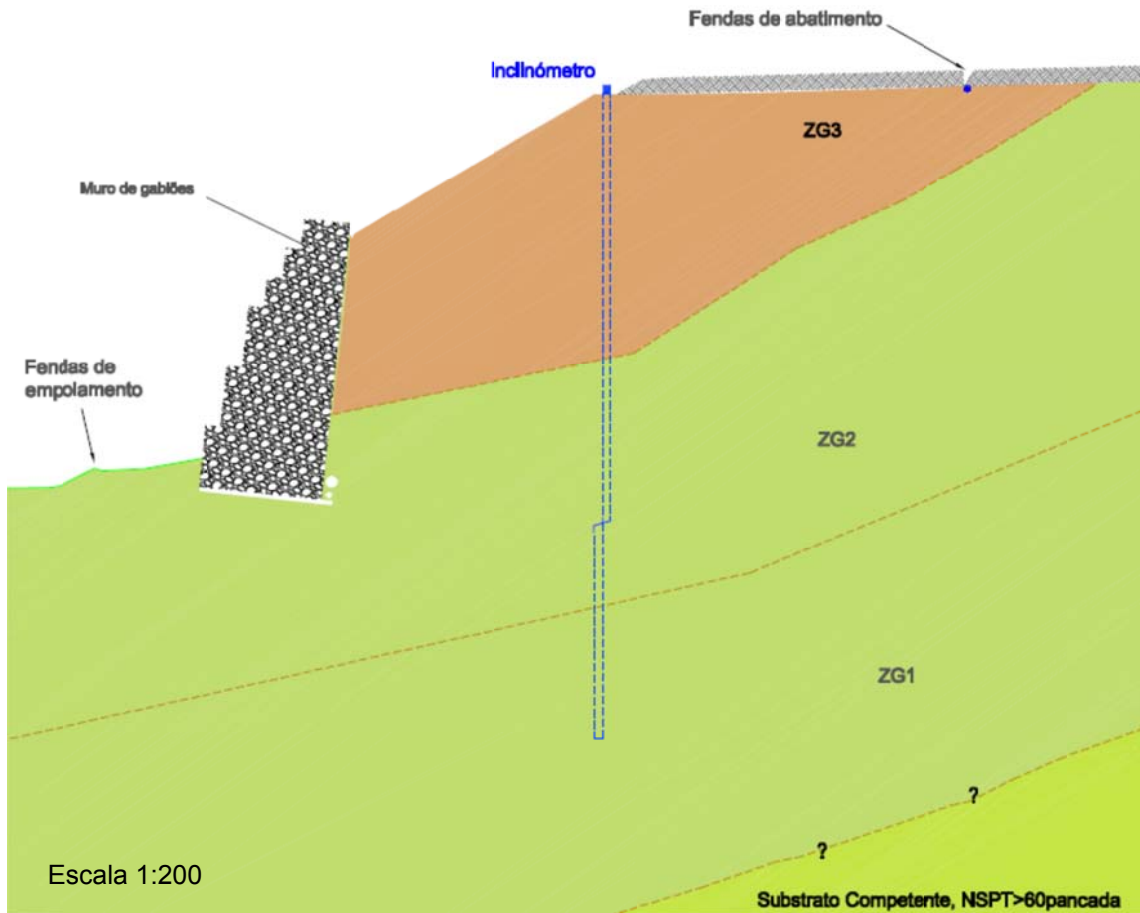


Figura 1.10 - Perfil dos materiais identificados no zonamento geotécnico.

1.5. Mecanismos de instabilidade de taludes

Para uma melhor compreensão da origem da deformação observada na plataforma da auto-estrada, que determinou a execução de obras de contenção e estabilização do talude em aterro, sob a mesma, procede-se de seguida à classificação dos movimentos de massa aplicáveis a taludes, baseados num conjunto de critérios distintos que permitem diferenciar as várias situações de instabilidade. No mesmo contexto, abordou-se, de forma sucinta, algumas noções básicas de geologia, importantes para a percepção do tipo de solo presente no talude em causa, bem como de determinados parâmetros que o definem.

1.5.1.Solo

Uma primeira classificação de terrenos do ponto de vista da engenharia civil (bem como da geologia de engenharia) é em solos e em rochas [4]. Citando [5], de acordo com o Vocabulário de Estradas e Aeródromos (1954) e a norma E-219 (1968), solo é todo o conjunto natural de partículas que podem ser separadas por agitação em água. Dada a ambiguidade das condições de agitação da água, existem ensaios simples que permitem a quantificação dos parâmetros que distinguem a agitação da água e a desagregação dos terrenos que dela resultam.

Os vazios entre as partículas constituintes do solo contêm água e ar. Assim, segundo [5], o solo é considerado como um meio trifásico constituído pelas fases sólida, líquida e gasosa, ou bifásico, constituído pelas fases sólida e líquida ou fases sólida e gasosa.

A fase sólida representa as partículas sólidas do solo, que apresentam uma forma irregular quando derivam da desagregação mecânica da rocha (dimensões superiores a 0,002 mm). Quando as partículas resultam de um processo químico subsequente ao processo de desagregação mecânica (dimensões geralmente inferiores a 0,002 mm), designam-se por partículas de argila. Descrevendo [5], os minerais que constituem a fracção de argila dos solos têm características diferentes dos minerais que constituem a fracção granular. Os minerais de argila têm elevada superfície específica (relação entre a superfície e o volume de massa do mineral). Assim nas argilas as forças de superfície são predominantes, enquanto que nas partículas dos solos granulares, as forças relevantes são as originadas pelo peso próprio - força gravítica.

Para [5] a fase líquida compreende três tipos de água: a água livre, que pode circular entre os vazios do solo, a água capilar, que é a água retida em forma de menisco na vizinhança dos pontos de contacto das partículas sólidas resultante das forças capilares (forças de tensão superficial) e a água adsorbida, que se encontra envolvendo a superfície das partículas com dimensões inferiores a 0,002 mm. A fase gasosa pertence ao ar existente nos vazios do solo. Os vazios do solo apenas serão preenchidos por ar quando este se encontra no estado seco.

1.5.1.1. Identificação de solos

As partículas constituintes do solo, bem como a água, podem considerar-se incompressíveis para a gama de tensões correspondentes às aplicações da engenharia civil. Mas pode-se facilmente observar que os solos variam de volume quando sujeitos à compressão. Como afirma o professor Maranha das Neves [7], ao contrário das partículas sólidas e da água, os solos são compressíveis. A sua diminuição de volume dá-se por rearranjo na disposição espacial das partículas, acompanhado de diminuição do volume de vazios. Esta alteração estrutural tem importantes repercussões nas propriedades mecânicas e hidráulicas

dos solos. Na verdade uma redução do volume de vazios aumenta a rigidez e resistência e diminui a permeabilidade do solo.

Assim, além das propriedades básicas, que estabelecem as relações entre massas e volumes das diferentes fases constituintes do solo (ex: porosidade, índice de vazios, grau de saturação, etc.), existem características muito importantes na identificação de determinado tipo de solo: a composição granulométrica, o estado de tensão e os limites de consistência ou de Atterberg.

Contudo, existem ainda certas propriedades que permitem fazer uma identificação aproximada do solo, nomeadamente a visualização no campo das dimensões das partículas e respectivas formas, da cor do solo, a execução de ensaios manuais de resistência seca e rigidez. Estas análises tornam-se bastante úteis para uma posterior confrontação com a identificação realizada em laboratório.

No anexo A apresenta-se uma breve introdução teórica sobre as três características, descritas anteriormente, na identificação de determinado tipo de solo.

1.5.2.Movimentos de massa

Existem inúmeros termos para designar este tipo de movimentos, designadamente movimentos de terra, movimentos de vertente, movimentos de terrenos e movimentos de massa. Devido à diversidade de términos para designar o mesmo fenómeno, adoptou-se a designação “movimentos de massa”.

Definem-se movimentos de massa como deslocamentos de terrenos que constituem uma vertente, disposta natural ou artificialmente (escavação ou aterro), em sentido descendente. Estes movimentos ocorrem nos mais variados contextos geológicos e morfológicos e a sua classificação varia de autor para autor. De modo a proceder-se à uniformização de critérios que facilitem o tratamento e por ser a classificação mais análoga à classificação europeia de movimentos de massa de vertentes, que possui algumas subdivisões nos tipos de escorregamentos não muito explícitas [10], adoptou-se a classificação proposta por Varnes [11]. Esta classificação baseia-se nos diferentes tipos de materiais e na velocidade de movimento dos mesmos (Tabela 1.2).

Tabela 1.2 – Sistema de classificação de movimentos de terreno [11].

Tipo de Movimento			Tipo de Material			
			Maciço Rochoso	Solos		
				Predominantemente Grosseiros	Predominantemente Finos	
1	Queda (“Fall”)		Rochas	Detritos	Terra	
2	Tombamento (“Topple”)		Rochas	Detritos	Terra	
3	Escorregamento (“Slide”)	Rotacional	Poucas unidades	Singular de rochas	Singular de detritos	Singular de terra
				Rochas em blocos	Detritos em blocos	Terra em blocos
		Translacional	Muitas unidades	Rochas	Detritos	Terra
4	Extensão Lateral (“Lateral Spread”)		Rochas	Detritos	Terra	
5	Fluência (“Flow”)		Rochas (fluência profunda)	Detritos (fluência de solo)	Terra (fluxo de solo)	
6	Movimentos Complexos: Combinação de dois ou mais tipos de movimentos					

Tabela 1.3 – Classificação dos movimentos com base na velocidade de ocorrência [11].

Classificação	Velocidade	Tipo de movimento
Extremamente rápido	3 m/s	1 – Tombamentos ou Desmoronamentos
Muito rápido	0,3 m/min	
Rápido	1,5 m/dia	2- Escorregamento
Moderado	1,5 m/mês	
Lento	1,5 m/ano	
Muito Lento	0,3 m/ 5 anos	3 - Fluência

Deste modo, a queda de blocos e tombamentos, regra geral, estão relacionados com materiais rochosos, alternâncias litológicas e são movimentos rápidos e/ou muito rápidos.

Os escorregamentos e a extensão lateral de blocos, geralmente estão relacionados com materiais terrosos ou maciços alternantes ou homogêneos.

Os fluxos estão ligados a camadas bem definidas ou solos residuais, são movimentos muito lentos, podendo envolver grandes volumes de terras.

Os movimentos complexos resultam da associação de dois ou mais movimentos simples sendo mais frequentes do que estes.

Concluída a sintética explanação acerca das classificações dos vários tipos de movimentos de massa, e enquadrando-se o caso em estudo com o tipo escorregamento, o seguinte

subcapítulo aprofunda este fenómeno, não tendo sido atribuída qualquer relevância adicional aos outros tipos de movimentos.

1.5.2.1. Escorregamento

Escorregamentos são movimentos de massa, com velocidades variáveis, que ocorrem por acção das forças da gravidade, potenciados por acções externas como a água ou os sismos. Este tipo de movimentos ocorre normalmente ao longo do plano de inclinação de um talude e está associado a um desequilíbrio na distribuição de forças ao longo de uma determinada superfície (superfície de ruptura), em que as forças actuantes (responsáveis pelo movimento) são superiores às forças resistentes. Os escorregamentos podem ser classificados de acordo com a sua geometria e a natureza do material:

Escorregamento Rotacional

Corresponde a um movimento de massa que desliza ao longo de uma ou várias superfícies de ruptura, originadas por perda de resistência ao corte, com secção transversal circular e côncava. O escorregamento rotacional ocorre predominantemente em solos coesivos e homogêneos ou em maciços rochosos muito fracturados. Neste tipo de movimento é possível diferenciar as seguintes zonas:

- Cabeceira/crista do talude: limite a partir do qual o movimento teve início;
- Escarpa do talude: superfície côncava ao longo da qual ocorreu o movimento;
- Pé/base do talude: zona de aglomeração do material que sofreu o movimento.

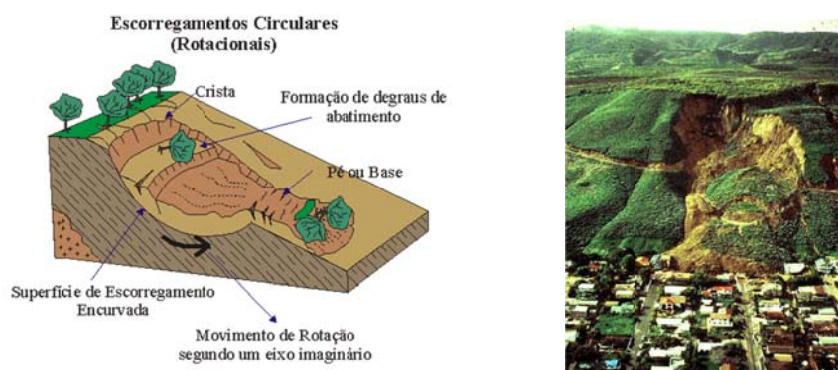


Figura 1.11 - Esquema e imagem de um movimento do tipo escorregamento rotacional [12].

A velocidade deste tipo de movimento varia de lenta a moderada, sendo preponderante a inclinação da superfície de ruptura no pé do talude para a determinação da mesma. Os escorregamentos rotacionais podem ser classificados, quanto às superfícies de deslizamento, em simples, múltiplos ou sucessivos (fig. 1.12).

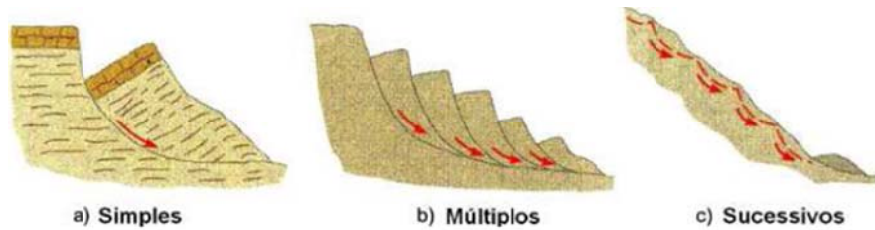


Figura 1.12 – Esquema representativo dos diferentes tipos de escorregamentos rotacionais [10].

Escorregamento Translacional

Caracteriza-se por um escorregamento em que o material em movimento apresenta grande deformação, e abrange várias unidades semi-independentes, uma vez que a massa se rompe por corte e progride sobre uma superfície plana (motivo pelo qual também é designado escorregamento planar). O movimento ocorre em solos ou rochas, ao longo de uma superfície de rotura coincidente com o limite inferior do nível constituído por material instabilizado.

A velocidade deste tipo de movimento é mais rápida que nos escorregamentos rotacionais, ocorrendo, normalmente, numa zona mais superficial do talude e não envolvendo, consequentemente, grandes espessuras de terreno.



Figura 1.13 – Esquema [12] e imagem [13] de um movimento do tipo escorregamento translacional.

2. SOLUÇÃO ADOPTADA

A solução adoptada visava a reconstrução da plataforma da auto-estrada em concordância com os condicionamentos já referidos e com as medidas iniciais adoptadas aquando do início do escorregamento.

A solução escolhida é constituída por um muro de betão armado em consola tipo “L”, fundado numa cortina de colunas de jet grouting, armadas com tubos de microestacas, que possibilitam a remoção parcial do muro de gabiões inicial, possibilitando o alívio do peso de terras onde o mesmo dispõe de efeito instabilizante, assegurando uma altura de escavação na ordem dos 9,0 m, e funcionam como elementos de fundação. De modo a melhorar as condições de drenagem, diminuir o peso instabilizador dos terrenos e minimizar os impulsos a suportar pela estrutura, utilizaram-se agregados leves na zona a tardoz do muro de betão armado, devidamente envoltos numa manta geotêxtil de separação.

A figura seguinte ilustra a solução adoptada:

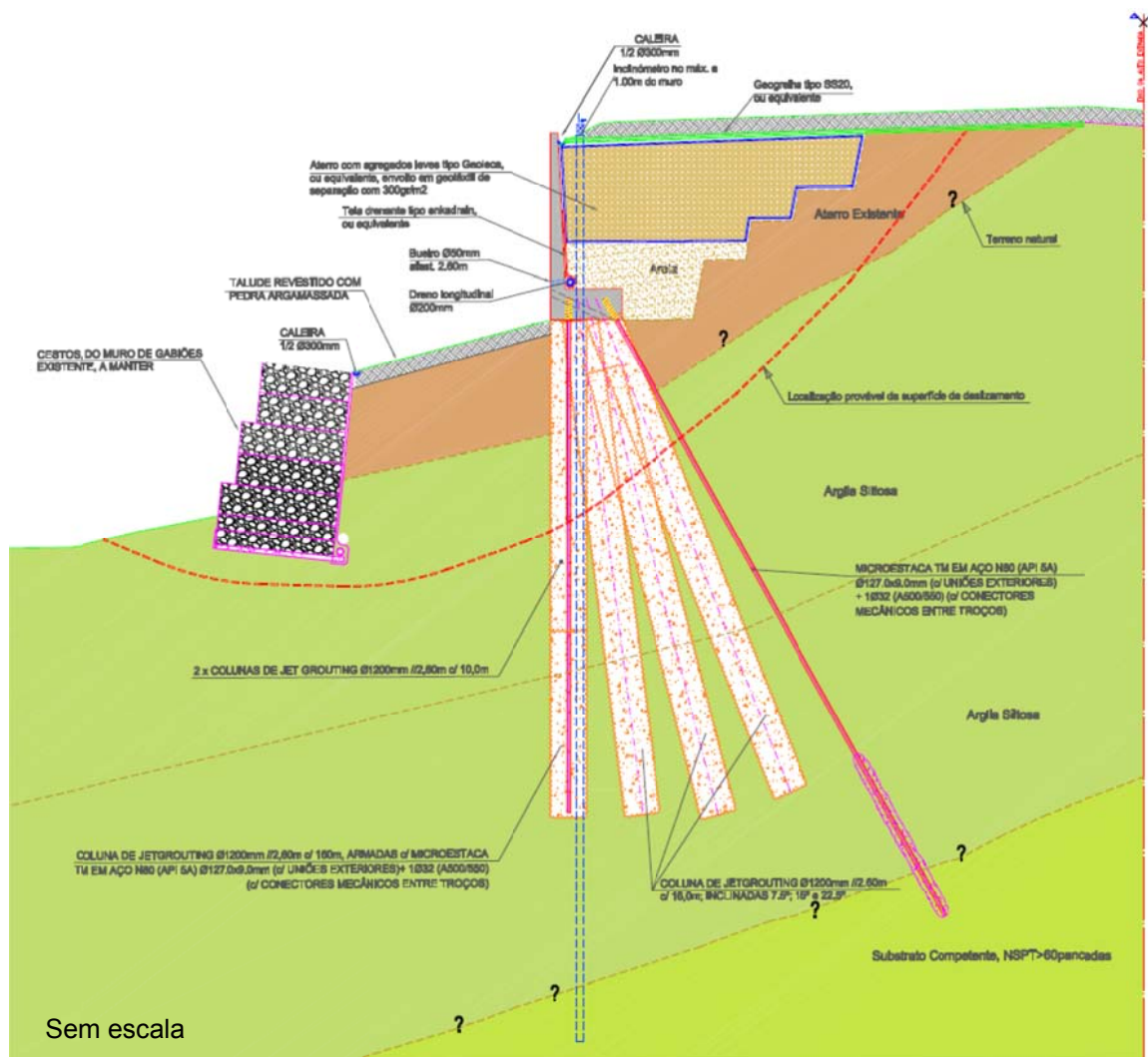


Figura 2.1 - Corte tipo da solução adoptada para a estabilização do aterro da auto-estrada [3].

A estabilidade do talude foi assim conseguida com o aumento da força resistente de corte na base do mesmo através da execução das colunas de jet grouting e das microestacas. Esta estrutura é fundada abaixo da superfície de escorregamento e num estrato com boas características de resistência, permitindo a mobilização de uma resistência ao corte eficaz.

Neste tipo de estruturas é essencial um eficiente sistema de drenagem, uma vez que a água provoca uma séria diminuição da resistência ao corte (devido ao aumento das pressões intersticiais) e um significativo aumento dos impulsos.

A apresentação dos processos construtivos para a realização da solução adoptada será abordada, no presente capítulo, de forma teórica, de modo a proporcionar uma melhor compreensão das técnicas utilizadas em obra. A exposição dos mesmos vai ser referida de uma forma coerente e lógica com o faseamento construtivo definido em projecto e, consequentemente, adoptado durante a execução da obra.

2.1. Microestacas

As microestacas são estacas de pequeno diâmetro, que variam normalmente entre os 80 e os 250 mm. São executadas recorrendo a um furo prévio com extracção do solo e constituídas por calda de cimento de selagem e/ou injeção e por um perfil de aço que resiste praticamente à totalidade da carga de projecto (normalmente cargas de serviço entre os 200 e 1000KN). Devido ao progresso tecnológico relativamente à furação, selagem e injeção, são permitidos valores consideráveis de resistência por atrito lateral, pois normalmente quando se recorre a microestacas está-se, ao nível do comprimento de selagem, perante um terreno com boas características geomecânicas. A resistência de ponta apenas tem alguma relevância aquando da presença de rocha firme, embora não seja este o maior propósito para a utilização de microestacas.

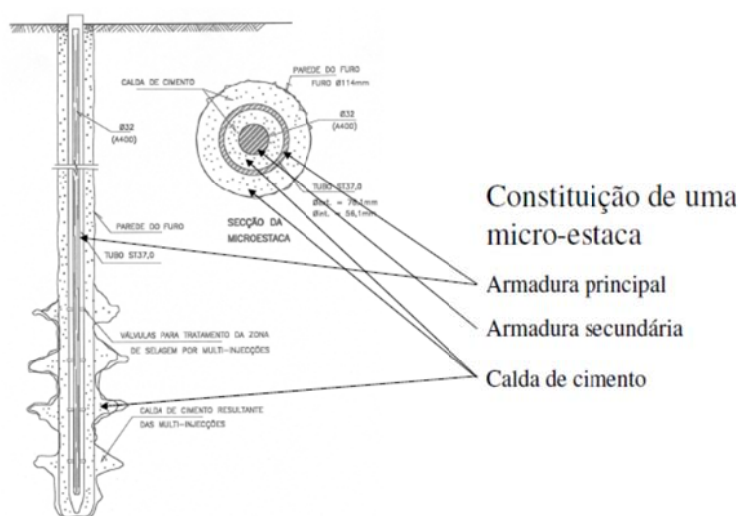


Figura 2.2 – Constituição de um microestaca [14].

Na maioria das situações, os elementos resistentes em aço podem ser do tipo [15]:

- Perfil comercial do tipo HEB de aço S235 a S355;
- Perfis tubulares de diâmetros externos que variam de 60,3 a 137mm e espessuras de parede de 6 a 20mm em aço de alta resistência, com tensão de cedência variável entre 560 e 660 MPa;
- Varões de aço de alta resistência com diâmetros superiores a 25mm.

O tipo de perfil a adoptar dependerá do género e nível de solicitação predominante, do método de execução e do tipo de terreno. Dos Três tipos enumerados, vai proceder-se a um breve esclarecimento relativamente aos perfis tubulares, pois são os utilizados na obra em análise.

Os perfis tubulares em aços de alta resistência, que muitas vezes apresentam valores de limite elástico superiores a 5620 Kg/cm^2 (N80), onde 80 corresponde às unidades Inglesas libra por polegada ao quadrado, são utilizados na sua maioria quando se pretende injeção do tipo global unitária (IGU) ou, sobretudo, injeção repetitiva e selectiva (IRS), uma vez que podem vir providas de válvulas anti-retorno (manchetes) no comprimento de selagem, onde é injectada a calda de cimento (fig.2.3). Neste processo, o obturador é colocado dentro do tubo metálico por onde é injectada a calda de cimento. As cargas de dimensionamento/valores de serviço mais usuais poderão variar entre os 500 e 900 KN.



Figura 2.3 – Pormenor da válvula-manchete [16].

Os certificados de qualidade e de normalização do aço são fornecidos pela American Petroleum Institute (API). Na tabela 2.1 encontram-se os tipos de aço mais comercializados.

Tabela 2.1 – Classes de aço de alta resistência usados nas microestacas [16].

Tipo de Aço	Especificação	Aplicação Original	Tensão cedência (MPa)		Resistência Min. Ruptura (MPa)	Alongamento (%)	Composição Química	
			Min.	Máx.			P %máx.	S %máx.
J55	API 5 Series	Casing, Tubing	379	552	517	24	0.040	0.060
K55	API 5 Series	Casing	379	552	655	19.5	0.040	0.060
E	API 5 Series	Drill Pipe	517	724	689	16	0.040	0.060
N80	API 5 Series	Casing, Tubing	552	758	689	18.5	0.040	0.060
P105	API 5 Series	Tubing	724	931	827		0.040	0.060
P110	API 5 Series	Casing, Tubing	758	965	862	12	0.040	0.060
X95	API 5 Series	Drill Pipe	655	862	724		0.040	0.060

Relativamente à calda de cimento, esta possui a função de transferir a carga proveniente do aço ao solo circundante e fornece o recobrimento ao mesmo.

2.1.1. Campo de aplicação

As microestacas têm vindo progressivamente a ser utilizadas e aplicadas em diversas situações, tais como fundações de novas estruturas, túneis, reforço de fundações, estabilização de taludes, recalçamento de estruturas e contenção periférica de terras.

As microestacas são cada vez mais utilizadas em fundações normais ou especiais e principalmente na presença de terrenos problemáticos. Esta maior utilização provém de uma série de vantagens que este tipo de fundação apresenta em relação às estacas moldadas *in situ*, tais como boa capacidade de carga associada a assentamentos reduzidos, utilização em áreas muito reduzidas, em zonas de pé direito de cerca de 2,0m, com pouca perturbação do ambiente circundante, em qualquer tipo de terreno e em qualquer direcção espacial, pois trabalham tanto à compressão como à tracção



Figura 2.4 – Microestacas como elementos de fundação [24].

Existem fundações que necessitam de ser reforçadas por diversos factores, tais como falhas de terreno, aumento de carga sobre as fundações, novas fundações concentradas em substituição das contínuas já existentes, fundações de estruturas para permitir escavações de caves, obras de túneis, galerias, entre outras.

As microestacas quando aplicadas em conjunto, (normalmente inclinadas, de modo a incrementar a resistência lateral do bolbo de selagem) permitem assegurar um bom comportamento para a execução de estabilização de taludes ou melhoramento do solo. Estas possuem um campo de aplicação alargado na resolução de problemas que se colocam em edifícios e estruturas, como consequência de assentamento do terreno ou falhas geológicas ou estruturais imprevisíveis, permitindo assim o recalçamento completo sem trazer novos componentes de risco (movimento de terras, escavações, percussões e, em geral, actividades que possam afectar o equilíbrio de edifícios e estruturas) e tornam possível o trabalho de recalçamento com desalojamentos mínimos ou interrupções da normal utilização dos edifícios e instalações.

Relativamente à contenção periférica de terras, as microestacas podem ser utilizadas com esse objectivo e ainda assumir a dupla função de recalçamento da estrutura existente. Podem ainda funcionar nas paredes tipo Berlim, em alternativa aos perfis comerciais HEB, com vantagens ao nível da respectiva capacidade de carga.

2.1.2. Classificação das microestacas

As microestacas são classificadas de acordo com o desempenho estrutural (microestacas tipo I e microestacas tipo II) e com o processo de execução, no que se refere ao bolbo de selagem.

As microestacas tipo I resistem à totalidade das cargas aplicadas e são utilizadas como elementos de fundações, para transferir a carga das estruturas para substratos mais profundos com melhores características. A carga é transmitida estruturalmente pelo aço, e transferida para o solo através do atrito solo-calda de cimento.

Nas microestacas tipo II, estas são executadas muito próximas, criando deste modo um reforço e melhoramento das propriedades do solo, que resistem às cargas aplicadas.

Uma vez que a metodologia de furação e a colocação da armadura não tem grande influência na interface solo-calda, é o processo de selagem e, sobretudo, de injeção que contribui para as características de resistência do bolbo de selagem [15].

O método de selagem é responsável por conferir o valor de atrito ao longo do comprimento do bolbo. Deste modo, existem 4 tipos de classificação quanto ao processo de execução de selagem, segundo a FHWA (Federal Highway Administration):

- Tipo A: É utilizada normalmente calda de cimento ou argamassa para a execução da selagem, unicamente sem pressão de baixo para cima. A microestaca pode ou não conter armadura de reforço;
- Tipo B: A microestaca é sempre provida de armadura de reforço (varão, grupo de varões, perfis metálicos ou tubos de aço) e a selagem é feita a baixa pressão de baixo para cima com calda de cimento variando normalmente entre 0,3 MPa e 1 MPa;
- Tipo C: A selagem da microestaca é constituída por duas fases. Primeiro a calda de cimento é selada sem pressão como nas microestacas tipo A, na segunda fase sucede normalmente a injeção da calda de cimento com pressões até 1 MPa. Na maioria das vezes são usados tubos manchete no bolbo de selagem, com válvulas espaçadas cerca de 1,0 m, onde esta é impregnada no terreno. Este tipo é conhecido por IGU (Injecção Global Unitária);
- Tipo D: Normalmente designado por IRS (Injecção repetitiva e selectiva), é composto por duas etapas. Na primeira a calda de cimento é selada sem pressão à semelhança das microestacas tipo A, e posteriormente, depois de esta ter adquirido presa processa-se a segunda fase, que consiste na injeção com auxílio de obturadores duplos que são colocados em todas as válvulas - manchetes com pressões entre os 2 e 8 MPa, permitindo seleccionar a válvula onde a injeção será realizada. Estas operações são repetidas normalmente 2 a 3 vezes até se conseguir mobilizar a tensão de atrito requerida na interface do bolbo.

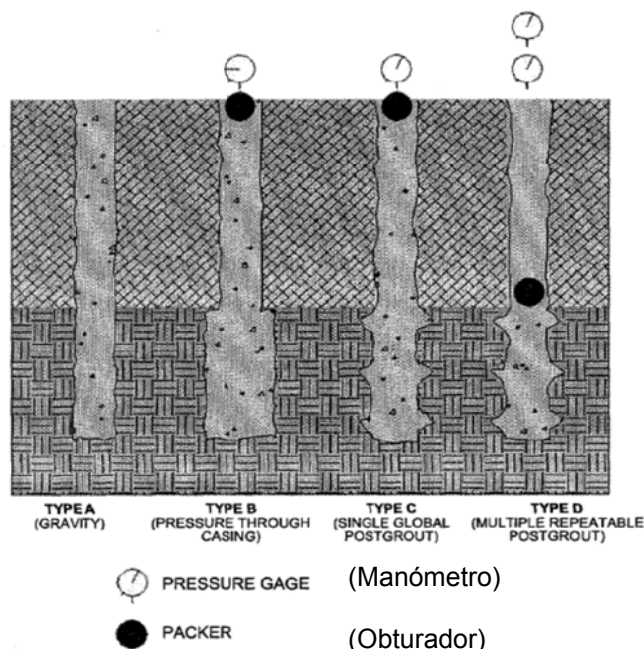


Figura 2.5 – Classificação das microestacas quanto ao processo de execução de selagem [18].

2.1.3. Aspectos a considerar

A utilização desta técnica apresenta como principais vantagens [19]:

- Execução em espaços limitados, tanto em planta como em altura, mesmo quando estes apresentam pé-direito reduzido de 3,0 m;
- Quase ausência de choques, vibrações ou ruído (equipamento de furação de pequena potência e rotativo);
- Perturbação mínima do terreno;
- Equipamento de furação de baixa potência, rotativo, ligeiro, pouco volumoso e barato;
- Grande capacidade de carga, comparativamente com o seu diâmetro, podendo atingir-se resistências de 2000KN para diâmetros de 200 a 250 mm;
- Vocação para funcionar à tracção;
- Possibilidade de execução de elementos inclinados, com grande resistência a acções horizontais;
- Economia em termos de tempo e de mão-de-obra;
- Dispensa de escavação sob fundações existentes para reforço destas;
- Grande versatilidade.

Apresenta como principais desvantagens [14]:

- Mobilizam atrito lateral predominantemente em terrenos com $N_{SPT} > 40$ pancadas;
- Reduzida capacidade para transmitir cargas por ponta;
- Limitação à encurvadura (elevada esbelteza), em solos com zonas ocas ou vazios;
- Necessidade de recorrer a firmas especializadas com equipamento e mão-de-obra adequados.

2.2. Jet Grouting

A técnica de jet grouting envolve a erosão e simultânea mistura, *in situ*, do solo com calda de cimento. Corresponde essencialmente a uma tecnologia utilizada quer em solos incoerentes, quer nos coesivos, tais como seixos, areias, siltes ou argilas. Por esse facto, tem sido considerado o mais versátil de todos os sistemas de melhoramento de solos [20], permitindo tratá-los e reforça-los.

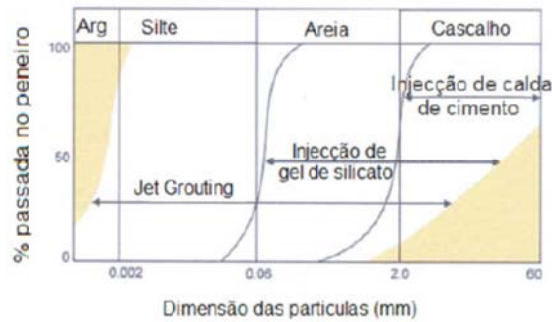


Figura 2.6– Aplicabilidade de jet grouting em solos versus outros tipos de injeções de calda [21].

De forma genérica, o jet grouting consiste na injeção de calda de cimento a alta pressão (em geral 30 a 50 MPa) no solo. A energia cinética da injeção da calda (cerca de 250 m/s) aplica a desagregação da estrutura do terreno natural e conseqüente mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, resultando desse processo um material com melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade. A figura 2.7 representa esquemática e sucintamente, o método acima descrito.

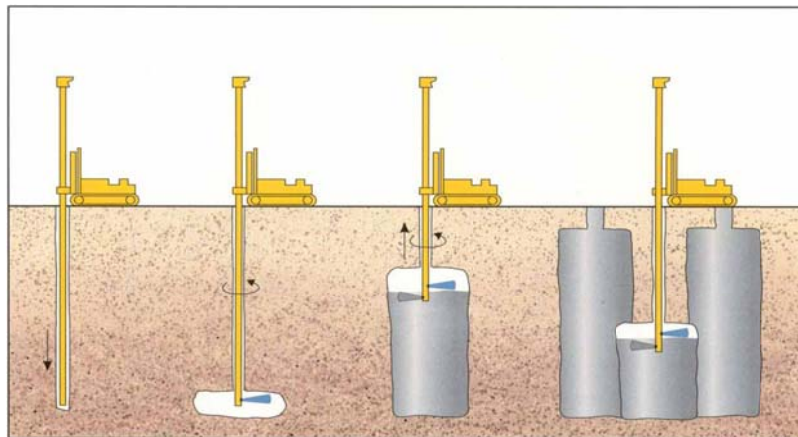


Figura 2.7 – Faseamento do jet grouting [22].

O processo físico da técnica de jet grouting envolve as seguintes etapas [23]:

- **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.

2.2.1. Tipos de tecnologia

A evolução da técnica de jet grouting proporcionou, ao longo dos anos, o desenvolvimento de três tipos de sistemas diferentes: JET 1 ou jacto simples; JET 2 ou jacto duplo; JET 3 ou jacto triplo. Existe ainda um quarto sistema, conhecido por *super jet*, utilizado apenas em casos particulares.

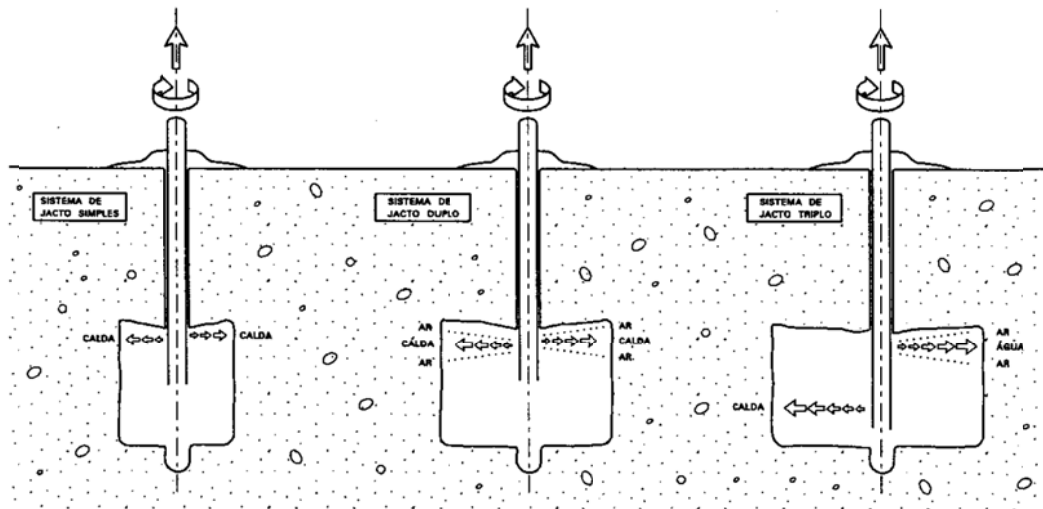


Figura 2.8 – Representação esquemática dos sistemas de jet grouting [23].

Os diversos sistemas de jet grouting baseiam-se no mesmo processo físico, e proporcionam bons resultados geotécnicos, dependendo a escolha do mais apropriado das características do terreno, do objectivo da intervenção e das características físicas do solo a melhorar, do prazo de execução da obra e por último, dos custos associados.

No sistema JET 1 é a própria calda que, ao ser injectada, promove o corte e erosão entre as partículas e realiza, simultaneamente, a sua aglutinação. O principal objectivo é criar uma mistura solo-cimento “homogénea”, com características físicas, mecânicas e de permeabilidade adequadas ao tipo de construção a executar [24].

O sistema JET 2 ou de jacto duplo inclui, para além do jacto de calda de cimento, um outro de ar comprimido. A acção desagregadora e de mistura é executada pelo jacto de calda de cimento, como no sistema JET 1, proporcionando a envolvente de ar comprimido um aumento do alcance do jacto.

O sistema JET 3 ou jacto triplo utiliza um jacto de água envolvido por ar comprimido. Consiste assim na separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o

solo desagregado. Comparativamente com os sistemas anteriores, o sistema JET 3 permite a obtenção de corpos com maiores dimensões, fruto da acção erosiva da água e do ar, mas com menor resistência para iguais dosagens de cimento.

2.2.2. Campo de aplicação

A aplicação da técnica de jet grouting em obras geotécnicas é considerada como uma solução possível e aconselhável. A sua versatilidade relativamente ao tipo de solos onde esta técnica pode ser aplicada, à geometria do tratamento que pode ser imposta e o tipo de local que pode ser alvo da mesma, representa um aumento progressivo da sua utilização.

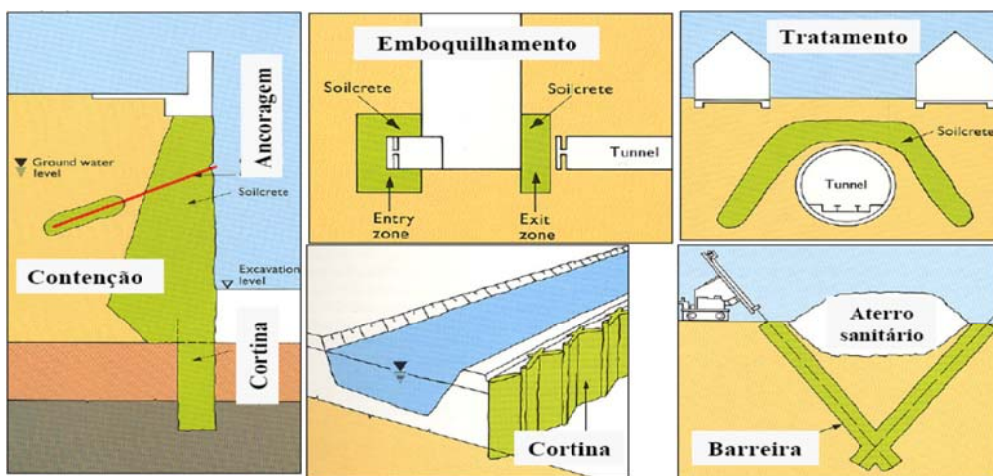
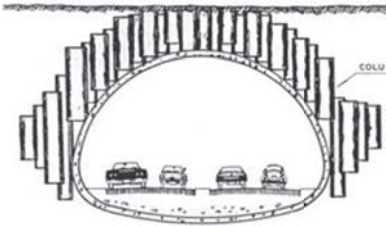
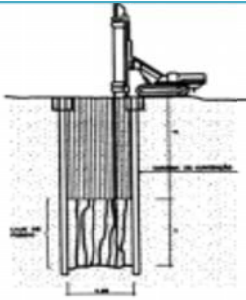
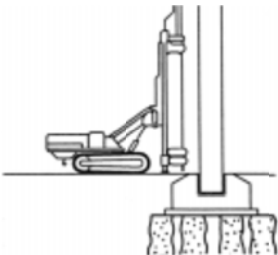
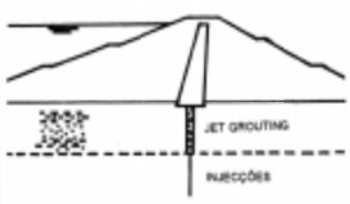
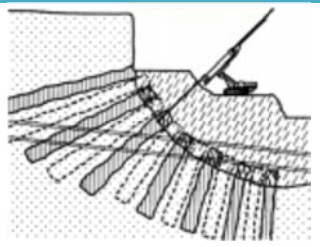


Figura 2.9 – Exemplos de aplicação de jet grouting [25].

Como referido anteriormente, a técnica de jet grouting possui diversas aplicações. No quadro seguinte faz-se uma síntese do tipo de aplicações mais comuns [23].

Tabela 2.2 – Situações de aplicação do jet grouting.

Aplicações	Potenciais situações de aplicação de jet grouting	Esquema
<p>Túneis</p>	<ul style="list-style-type: none"> • 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. • Tratamento de camadas muito permeáveis com níveis de água confinados. 	 <p>Esquema de um túnel com colunas de groutado ao redor da abóbada, com o rótulo 'COLU' indicando as colunas.</p>
<p>Escavações</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Construção de lajes de fundo com função de contraventamento e/ou de 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. 	 <p>Esquema de uma escavação com uma parede de contenção e colunas de groutado.</p>
<p>Reforço de Fundações</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Reforços de qualquer tipo de fundações com exceção daquelas que têm elevada sensibilidade a assentamentos e cuja carga é transmitida às colunas antes de estas atingirem a resistência de projecto. • Reforço de fundações a partir do interior da própria estrutura. • Reforço de fundações constituídas por estacas de madeira deterioradas 	 <p>Esquema de uma fundação com colunas de groutado.</p>
<p>Cortinas de Estanqueidade</p>	<ul style="list-style-type: none"> • 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 siltes. • 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. 	 <p>Esquema de uma cortina de estanqueidade com colunas de groutado, com os rótulos 'JET GROUTING' e 'INJEÇÕES'.</p>
<p>Estabilização de taludes</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Estabilização por atravessamento da massa de solo potencialmente instável. 	 <p>Esquema de um talude com colunas de groutado.</p>

2.2.3.Aspectos a considerar

Esta técnica de melhoramento de solos, que surgiu nas últimas 3 décadas, tem sofrido um rápido desenvolvimento e apresenta, em geral, como principais vantagens [26]:

- Grande versatilidade, que se traduz, entre outros aspectos, no facto de ser aplicável praticamente a todo o tipo de solos, independentemente da sua permeabilidade;
- Não é preciso escavar para efectuar o tratamento, o que evita a descompressão do solo;
- Produz pouca vibração e ruído;
- Possibilidade de ser executada em áreas confinadas e de baixo pé-direito;
- Possibilidade de qualquer tipo de secção, forma e inclinação de solo tratado;
- Método seguro de construção (boa ligação de solo tratado com as estruturas existentes);
- Aplicação rápida do tratamento (9 a 15 cm/min);
- Possibilidade de controlar a resistência e a impermeabilidade do solo a tratar, assim como o próprio orçamento, através de ensaios prévios;
- Permite a selecção dos terrenos a tratar, pois se pretendido, só se tratam os níveis de terreno necessários, mantendo as restantes camadas nas suas condições naturais, pelo que é aplicável em solos heterogéneos. Possibilita a adopção de diferentes parâmetros de tratamento em diferentes camadas;
- Caso existam obstáculos na trajectória da injeção, estes são envolvidos pela calda que adere aos mesmos garantindo-se assim a continuidade do tratamento;
- Permite a inserção, no seu interior, de elementos metálicos.

Apresenta ainda, em geral, as seguintes desvantagens [26]:

- Dificuldade em garantir a verticalidade em colunas muito compridas;
- Não se aplica a solo com ausência de finos ou sujeitos a percolação;
- Dificuldade em conhecer as características finais do solo;
- Exige a realização de ensaios prévios e de um eficaz controlo de execução;
- Não existe um método eficiente e sistemático de medição das dimensões reais das colunas;
- Pode provocar deformações no maciço devido às pressões induzidas no solo, se estas não forem convenientemente aliviadas, através do controlo permanente de saída de refluxo;
- Baixo desempenho à flexão e à tracção, a menos que se coloquem no seu interior elementos metálicos;
- Existe um grande desperdício de cimento, através do refluxo.

2.2.4. Controlo de qualidade

Das desvantagens enumeradas, aquela que provoca um maior constrangimento na fase de definição dos parâmetros em projecto, é sem dúvida a falta de conhecimento, com exactidão, das características finais do solo tratado, designadamente a resistência à compressão e deformabilidade. Este obstáculo é consequência da técnica de jet grouting acarretar a uma mistura aglutinante com o solo. Assim, torna-se essencial a aferição e confirmação dos valores determinados no projecto, em fase de obra, através de um eficaz controlo de execução.

Deste modo, a pressão e o caudal do fluido de injeção, a relação água/cimento, a velocidade de subida da vara e a velocidade de rotação, são os factores que mais influenciam as características finais do solo. Para um correcto aproveitamento dos factores em causa, na fase de obra, conciliados com os objectivos propostos relativamente aos parâmetros dos solos pretendidos em projecto, são executadas, previamente à construção, um grupo de colunas teste, executadas em condições semelhantes às colunas definitivas.

Relativamente à geometria de uma coluna de jet grouting, as características e condições iniciais do terreno (compacidade e resistência), o tipo de sistema utilizado (JET 1, JET 2 ou JET 3) e os parâmetros dos procedimentos, são os responsáveis pelo seu diâmetro.

Segundo [23], perante diversos estudos já realizados e divulgados, podem-se retirar as seguintes conclusões no que respeita ao diâmetro das colunas:

- 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 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;
- Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor N_{spt} são expressos pelos gráficos das figuras seguintes, elaborados com base nos gráficos fornecidos por Tornaghi, Miki, Botto; Nisio e JJGA;
- 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;
- 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.

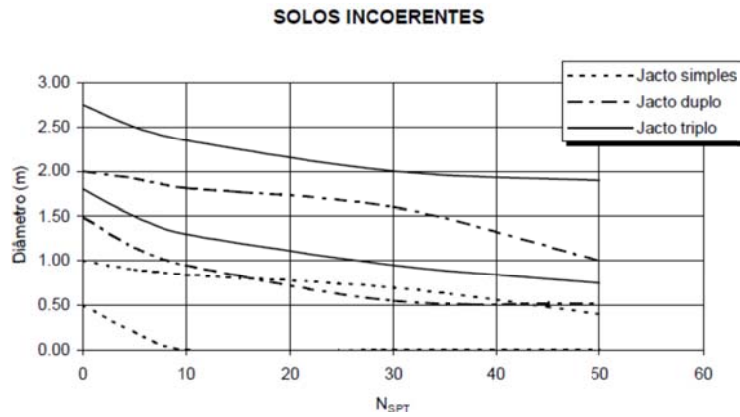


Figura 2.10 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes [23].

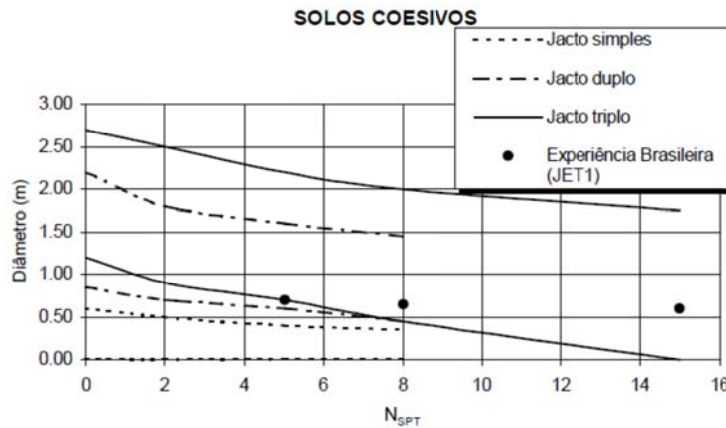


Figura 2.11 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos [23].

Resumindo, é necessário realizar um plano de qualidade que contemple toda a informação disponível. Para [20], esse plano consiste em:

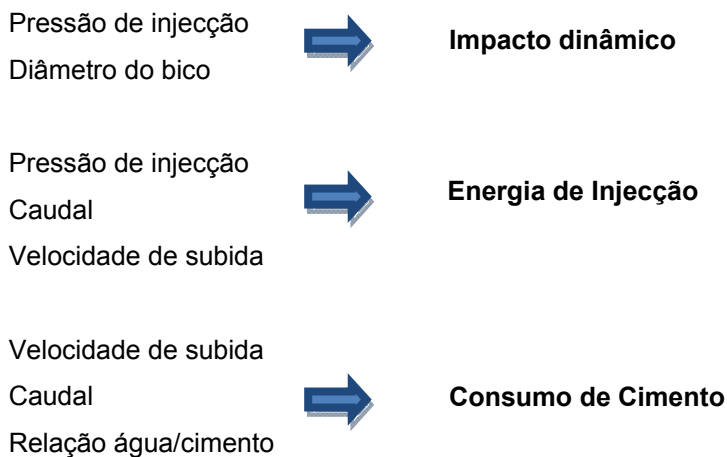
- Definir a sequência de trabalhos;
- Conhecer a composição do solo e descrever as suas características;
- Identificar os obstáculos;
- Definir adequadamente as coordenadas de furação;
- Adequar a melhor técnica de injeção no solo a melhorar;
- Parâmetros de furação (velocidade de furação, pressões e fluxos de ar, relação água/cimento e velocidade de injeção);
- Realizar ensaios às colunas e avaliar os resultados.

Importa agora realçar a ligação existente entre os vários parâmetros mencionados.

O valor máximo de caudal de fluído injectado depende da pressão de injeção, da secção dos bicos de injeção, do número de bicos e do respectivo diâmetro. A velocidade de rotação

da vara é definida através do passo (que se traduz no comprimento de subida da vara por minuto). Este por sua vez é determinado de acordo com o tipo de solo. Em solos coesivos o jacto tende a concentrar-se, devendo por isso reduzir-se o passo. Em solos argilosos é habitual considerar para o passo valores da ordem dos 4 cm e em solos arenosos este valor sobe para aproximadamente 8 cm.

Para [17], é possível indicar as seguintes relações entre os parâmetros já referidos:



2.3. Estruturas de contenção

As estruturas de contenção, uma vez implantadas num talude, assumem a função de permitir alterar a geometria do mesmo, em particular a diminuição do peso de terreno com carácter estabilizador. Estas estruturas reforçam assim parte do maciço para que o conjunto maciço/estrutura possuam capacidade resistente aos esforços instabilizantes.

Apesar das inúmeras soluções de contenção aplicáveis nas mais variáveis situações de instabilidade, estas podem classificar-se em dois grandes grupos:

- Muros de suporte;
- Paredes de Contenção.

Na presente dissertação, a solução construtiva em análise abrange estruturas intimamente ligadas aos muros de suporte, designadamente o muro de betão armado e o muro de gabiões. Embora estas estruturas sejam alvo de uma explanação mais aprofundada, também se torna importante examinar outras possíveis soluções, pois são soluções correntes e aumentam a percepção do leitor quanto às diferenças construtivas existentes entre as várias estruturas.

2.3.1. Muros de suporte

Têm como objectivo permitir modificar a geometria do talude. Estes tipos de estruturas adaptam-se à resolução de problemas de instabilidade especialmente localizados. Existem

diversos tipos de estruturas de suporte, tais como muros de gabiões, de betão armado, de terra armada, de revestimentos pregados, engradados, entre outros. De seguida vão desenvolver-se os três primeiros.

2.3.1.1. Muros de gabiões

Os muros de gabiões são construídos sobrepondo-se caixas de forma prismática rectangular, fabricadas com rede de malha hexagonal de dupla torção em arame galvanizado reforçado (entre 380 a 500 MPa de resistência), preenchidas com pedra britada ou rolada (ex: pedra de pedreira ou seixo com peso específico elevado).

O gabião pode ostentar várias dimensões, apresentando normalmente 2,0m de comprimento (C) por 1,0m de largura (L) e 1,0m de altura (A). Caso o muro apresente grandes dimensões é usual utilizar gabiões com 0,5 m de altura, apresentando assim uma maior rigidez e resistência. Deve ser dividido em células por diafragmas dispostos de metro a metro, que possuem o mesmo material que a restante parte do gabião, e são ligados ao painel de base e às duas paredes opostas. A presença dos diafragmas facilita o enchimento dos gabiões, limitando as deformações dos painéis exteriores e contribuem para um acréscimo da resistência devido ao aumento da superfície metálica.

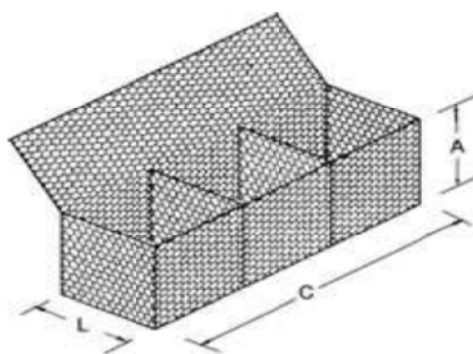


Figura 2.12 – Estrutura tipo de um cesto de gabiões [27].

O facto de a malha ser hexagonal de dupla torção e confeccionada com fios de aço galvanizado reforçado, confere ao gabião uma resistência mecânica elevada, pois mesmo que haja a ruptura de um dos fios, a dupla torção preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. Em substituição do aço galvanizado pode usar-se uma liga zinco-alumínio, que garante uma resistência à corrosão cinco vezes superior, ou pode-se revestir em PVC o aço galvanizado, conferindo-lhe maior protecção em ambientes poluídos ou agressivos (ex. águas salinas). As dimensões de malhas hexagonais com que se fabricam os gabiões são regra geral de 5×7cm, com arame de diâmetro 2,00mm ou 8×10cm, com arame de diâmetro 2,70mm.

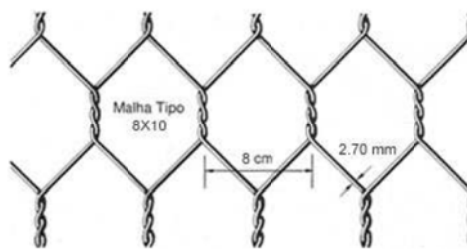


Figura 2.13 – Apresentação da malha 8×10cm [27].

As obras em gabiões constituem assim uma estrutura de gravidade, drenada e armada, pois a presença da rede confere homogeneidade e torna a estrutura monolítica e flexível, porque tem a capacidade de absorver solicitações inesperadas, não diminuindo a sua resistência. Torna-se também uma solução económica devido à necessidade de pouca mão-de-obra especializada, de requerer equipamento mecânico usual em obra e de os trabalhos de manutenção serem diminutos. É também uma solução ecológica, pois, regra geral, existe uma integração no meio ambiente natural, onde as pedras são progressivamente preenchidas por terra e cobertas por vegetação.

Como ponto crítico, destaca-se a necessidade de assegurar adequadas condições de fundação, em particular quando os muros se localizam em taludes ou encostas.

Campo de aplicação

Uma das principais aplicações dos gabiões é em muros de contenção de terrenos, nomeadamente muros de suporte e de espera. Estes muros trabalham por gravidade e a sua elevada resistência mecânica é conferida pela rede metálica e pelo atrito entre os blocos de rocha sã que constituem esta estrutura, como referido anteriormente. Os muros de gabiões apresentam elevada flexibilidade, absorvendo o excesso de deformações. Estas estruturas exibem também elevada permeabilidade, uma vez que a granulometria uniforme dos blocos facilita a drenagem das águas de percolação evitando a acumulação de pressões intersticiais. Na construção destas estruturas deve-se ter o cuidado de colocar o seu tardo numa manta geotêxtil que materialize a transição entre o maciço e o muro, evitando o arrastamento de partículas finas pela passagem de água. Os muros de gabiões têm como principais vantagens a sua simplicidade construtiva e relativo baixo custo e são geralmente aplicados como muros de suporte até alturas moderadas (habitualmente não ultrapassam os 12-15m de altura).

O terreno deve ser previamente limpo e nivelado antes da colocação da primeira camada de gabiões caixa. É recomendável o uso de geotêxtil ou areia, na transição entre gabiões e o material de corte ou aterro. As condições de fundação constituem um ponto fundamental a assegurar neste tipo de solução, em particular em zonas de taludes e encostas, onde as verificações de estabilidade global são imprescindíveis.

Regra geral, desenham-se os muros partindo de uma largura e altura de 1 metro para a fiada superior de muro e aumenta-se 0,5 metros por cada metro de altura total que tenha o muro.



Figura 2.14 – Exemplo de aplicação (esquerda) e pormenor dos degraus [27] (direita).

Deve evitar-se que as juntas dos gabhões coincidam verticalmente e aconselha-se que no desenho dos muros de suporte se disponham para que se cruzem as fiadas.

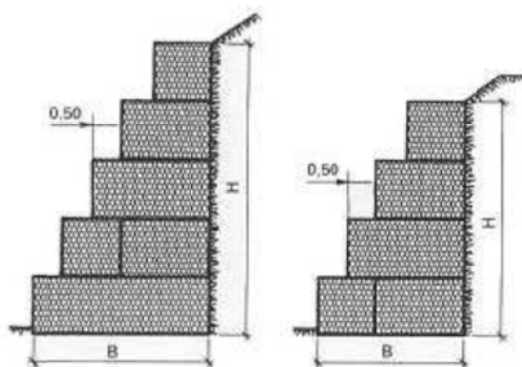


Figura 2.15 – Secções tipo de muros de suporte [27].

2.3.1.2. Muros de betão armado

O fabrico de muros de betão armado deve considerar determinados factores, designadamente a composição dos betões quanto à agressividade do terreno, da água, do meio envolvente e satisfazer as especificações regulamentares. Similarmente, torna-se essencial respeitar as regras gerais de qualidade e as condições exigidas pelo projectista para uma boa execução das fundações, cofragens, armaduras e betonagem. Nos muros de betão armado as sapatas desempenham um papel importante, o de garantir uma adequada distribuição das tensões no terreno e a estabilidade do muro.

Existem diferentes geometrias de muros de betão armado, das quais se destacam:

- Muro de suporte em T invertido;

- Muro de suporte em L;
- Muro de suporte com contrafortes;
- Muro de suporte com Prateleiras.

Os muros citados, para além da geometria, são definidos com determinadas características que lhes conferem algumas propriedades. Assim, podem conter contrafortes, lajes de testa de espessura variável, “dentes” na face interior da sapata, prateleiras no tardo do muro e sapatas de espessura variável.

Na figura 2.16 e 2.17 podem-se visualizar várias soluções construtivas para muros de suporte de betão armado.

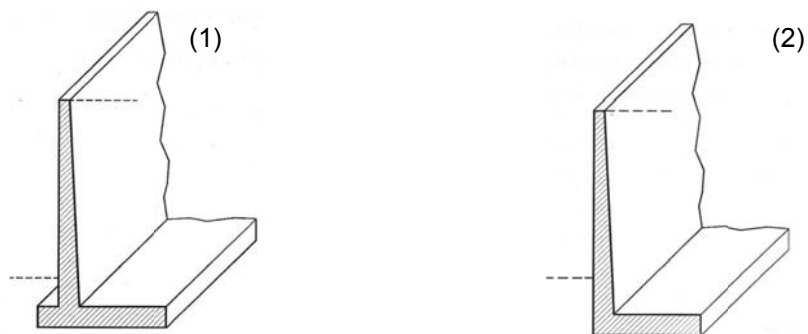


Figura 2.16 – Muro de suporte em consola em T invertido (1) e em L (2) [28].

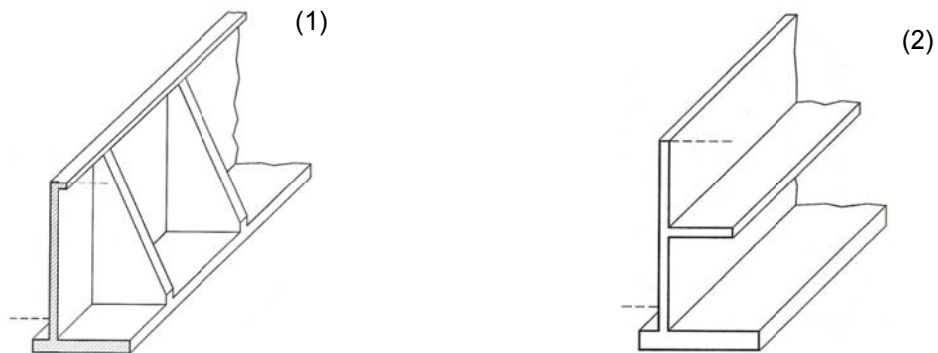


Figura 2.17 – Muro de suporte com contrafortes e viga de coroamento (1) e com “prateleira” (2) [28].

Campo de aplicação

Segundo [29], os muros em consola são executados quando a altura do muro permite obter deformações da sua extremidade superior compatíveis com as exigências de projecto. A principal característica deste muro é o seu funcionamento estrutural. A sua estabilidade é garantida pelo peso do terreno sobre a área da sapata, situada atrás do tardo do muro. A sua espessura é condicionada pela existência ou não de impulsos da água e pela grandeza dos impulsos do terreno. Uma verificação importante é a análise da ligação entre o tardo do muro e a sapata, uma vez que se trata de um ponto delicado sob o ponto de vista estrutural. Este

tipo de solução é adoptado quando se pretende uma estrutura de contenção definitiva para alturas de terras não muito elevadas.



Figura 2.18 – Exemplo de muro de suporte em consola [30].

Os contrafortes usam-se principalmente quando a solução construtiva de muro em consola não é viável face ao valor das deformações induzidas pela grande altura de escavação. Os muros de contrafortes são armados em duas direcções, contendo armaduras horizontais com o objectivo de limitar as deformações diferenciais e diminuir a espessura necessária do muro.

Os muros com “prateleiras” são uma solução definitiva em desuso devido à dificuldade de execução da laje de testa necessitando ter a área situada a tardo livre, para também ser possível realizar os movimentos de terras e a execução ascendente do muro, e à vulnerabilidade global do muro numa situação de funcionamento deficiente (ou rotura) da prateleira. Este tipo de solução construtiva envolve custos elevados.

2.3.1.3. Muros de terra armada

A terra armada é constituída pela associação de elementos traccionados do tipo armaduras de alta resistência (ex: aço galvanizado, alumínio, materiais poliméricos) e o próprio solo, compactado. O seu princípio básico assenta nas forças de atrito que surgem no contacto terra-armadura, suficientes para produzir um maciço armado resistente ao impulso das terras sustidas.

O material de aterro deve ser devidamente seleccionado, proveniente de terras com pouco teor em argila, com ângulo de atrito interno superior a 25° e deve respeitar as características mecânicas, evitando percentagens de finos superiores a 10 % de modo a aproveitar o máximo atrito solo-armadura.

As armaduras são normalmente bandas metálicas, colocadas horizontalmente, para as quais são transmitidos os esforços de tracção. Devem também possuir flexibilidade às ondulações que advêm das superfícies dos aterros compactados e não devem ficar sujeitas a esforços de flexão importantes devido a assentamentos diferenciais.



Figura 2.19 – Exemplo de bandas metálicas dispostas no muro (esquerda) e aspecto final (direita) [31].

No limite exterior do maciço em terra armada, o solo tem propensão a perder-se, daí a necessidade de dispor painéis pré-fabricados, normalmente de betão armado ou metálicos, para assegurar a retenção do mesmo, e contribuir para uma melhoria estética do muro de suporte

Campo de aplicação

É alargado o âmbito de aplicação desta solução [32]:

- Em terrenos acidentados, onde a optimização do troço de uma via rodoviária ou ferroviária está condicionada pelo volume de terraplanagem e estabilidade dos taludes;
- Em regiões urbanas (obras rodoviárias ou ferroviárias), devido à pequena ocupação durante e depois da construção do muro, por exemplo em encontros de pontes e viadutos;
- Obras fluviais e marítimas;
- Em áreas de actividade sísmica apreciável;
- Em taludes sujeitos a vibrações intensas.

2.3.2.Paredes de contenção

As paredes de contenção normalmente efectuam-se quando as condições de vizinhança não permitem a escavação e o aterro do tardo. A execução de qualquer obra de contenção deverá ser sempre baseada num projecto que contemple os aspectos geotécnicos, estruturais, executivos, especificações de materiais, etc. Existem inúmeros tipos de estruturas de

contenção cuja escolha deverá, para as particularidades de cada cenário, basear-se sempre numa análise técnica e económica das várias soluções existentes. De seguida enunciam-se os tipos de soluções mais frequentes na contenção de taludes, bem como as vantagens e desvantagens da aplicação das mesmas.

2.3.2.1. Paredes tipo Berlim e tipo Munique

Estas soluções são utilizadas como contenções periféricas de edifícios ou como suporte de taludes.

As paredes tipo Berlim são soluções provisórias constituídas por perfis metálicos verticais, cujo espaçamento é definido em função da altura, entre os quais se colocam pranchas de madeira. O travamento é garantido através da realização de ancoragens em geral no centro dos painéis.



Figura 2.20 – Exemplo de uma parede tipo Berlim [34].

As paredes tipo Munique ou Berlim definitivo são soluções de carácter permanente e assentam no mesmo processo construtivo que as paredes tipo Berlim, embora os painéis existentes entre os perfis metálicos sejam constituídas por betão armado, executados através da realização de betonagens *in-situ*.



Figura 2.21 – Exemplo de uma parede tipo Munique da auto-estrada A15 ao Km10+600.

De seguida apresentam-se as vantagens e desvantagens das duas soluções descritas:

Tabela 2.3 – Vantagens e Desvantagens das soluções apresentadas [35].

	Paredes tipo Berlim	Paredes Tipo Munique
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> • A mais económica das duas soluções; • Proporcionam espaço de manobra e permitem grandes avanços diários em termos de área construída; • Permitem a realização da escavação em simultâneo com a execução da contenção; • Não exigem pessoal nem tecnologia muito especializada utilizando técnicas, equipamento e “know-how” correntes; • Permitem uma escavação rápida e execução da super-estrutura no seu interior; • Não exigem uma grande área de estaleiro ou acessos largos à obra. 	<ul style="list-style-type: none"> • Solução económica; • Por serem cofradas no seu interior, proporcionam um acabamento aceitável, para alguns tipos de ocupação dos pisos enterrados; • Permitem a realização da escavação em simultâneo com a execução da contenção; • Não exigem pessoal nem tecnologia muito especializada, utilizando técnicas, equipamento e conhecimentos correntes; • Não exigem uma grande área de estaleiro ou acessos largos à obra. • Dispensam cofragens a tardo.
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> • Apresentam um mau desempenho para nível freático elevado; • Não oferecem qualquer obstáculo à passagem da água contida no terreno a tardo; • Exigem terrenos com alguma consistência; • Causam uma descompressão do solo, originando o assentamento das fundações das construções vizinhas; • A eventual cravação dos perfis metálicos pode introduzir vibrações no meio circundante. • Requerem cuidados na colocação dos elementos de entivação e estão limitados em termos de profundidade. 	<ul style="list-style-type: none"> • Apresentam um mau desempenho para o nível freático elevado; • Não garantem uma estanqueidade satisfatória a longo prazo; • Exigem terrenos com alguma consistência; • Causam uma descompressão do solo, originando o assentamento das fundações das construções vizinhas; • A eventual cravação dos perfis metálicos pode introduzir vibrações nas construções vizinhas; • Processo muito moroso e fracos rendimentos diários em termos de área da parede.

2.3.2.2. Paredes moldadas

As paredes moldadas são elementos de contenção que se utilizam quando se pretende pré-moldar uma contenção antes da execução da escavação. São compostas por painéis de betão armado, recorrendo-se, para tal, ao uso de lamas bentoníticas, que são inseridas à mediada que a escavação vai avançando e posteriormente substituídas por betão armado (Peso específico da betonite inferior ao do betão e superior ao da água). É usual o recurso de pontos intermédios de apoio, materializados por ancoragens pré-esforçadas e/ou escoramentos. Com este tipo de solução pretende-se ter uma contenção definitiva do terreno, minimizando o risco de descompressão, respeitando as condicionantes do local, as

características dos materiais constituintes, e garantindo a correcta execução dos processos construtivos.

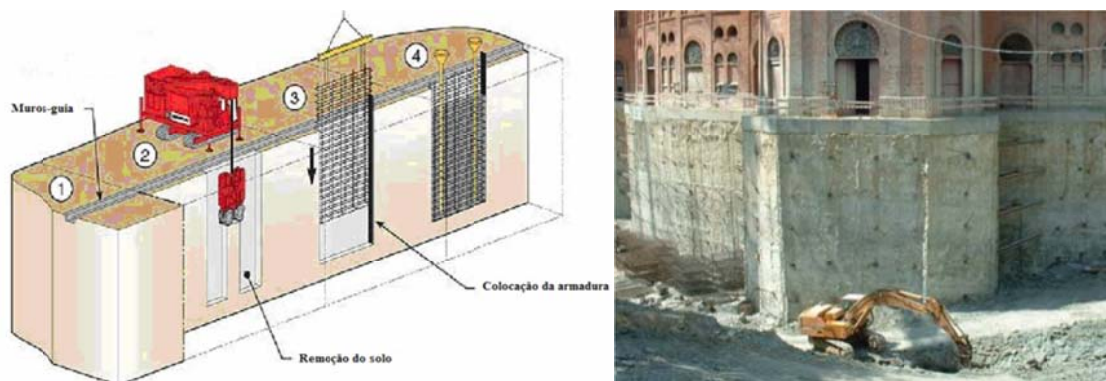


Figura 2.22 – Esquema de execução de uma parede [30] e exemplo de uma parede moldada [37].

Apresentam-se na tabela 2.4 as vantagens e desvantagens na adopção da solução.

Tabela 2.4 – Vantagens e Desvantagens das paredes moldadas [37].

Paredes moldadas	
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> • Permite várias frentes de trabalho; • Bom comportamento sísmico; • Ruído e vibrações reduzidos; • Adapta-se a diversos tipos de terreno, mesmo com nível freático elevado; • Pode atingir profundidades elevadas; • Estanqueidade à passagem de água para o interior da zona escavada.
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> • Espessura mínima das paredes (40 cm), condicionada pelo equipamento e garantia da verticalidade, pode provocar sobredimensionamento em construções pouco profundas; • Exige grande espaço em estaleiro e equipamentos de grandes dimensões; • Exige equipamento e mão-de-obra especializados; • A utilização da bentonite levanta problemas ambientais; • O processo pode ter de ser abandonado se existirem rochas no terreno; • Se o firme rochoso estiver a grande profundidade e se for pretendida a garantia de impermeabilidade, esta solução pode ser antieconómica.

2.3.2.3. Cortinas de estacas

As cortinas de estacas em betão armado são pré-moldadas directamente no interior do solo, antes da realização dos trabalhos de escavação. Na estabilização de taludes, o tipo de estacas mais utilizada são as estacas moldadas, enformada pelo próprio terreno,

independentemente da utilização de um tubo moldador (utilizado quando o terreno possui pouca estabilidade) sendo desaconselhada a utilização de estacas cravadas, pois nestas situações torna-se importante a redução de movimentos e perturbações no terreno.

Uma cortina de estacas pode ser constituída por elementos que a complementam, tais como vigas de coroamento, vigas de solidarização intermédia e ancoragens ou escoramentos. As vigas têm como principal função a de distribuir os esforços ao longo das estacas, solidarizando-as, e que podem servir de apoio à aplicação das ancoragens.



Figura 2.23 – Exemplo de cortina de estacas moldadas da auto-estrada A15 ao Km34+200.

À semelhança das paredes de contenção anteriores, apresentam-se na tabela 2.5 as vantagens e desvantagens da solução construtiva recorrendo a cortinas de estacas.

Tabela 2.5 - Vantagens e Desvantagens das cortinas de estacas moldadas [38].

Cortinas de estacas moldadas	
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> • A execução não origina ruído ou vibração significativa dos solos; • Afectam pouco as condições iniciais do terreno; • A amostragem do terreno permite ter um controlo sobre as características dos solos atravessados e atingidos; • Podem construir-se estacas de grande diâmetro.
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilitam desvios de verticalidade da armadura e arrastamentos do betão durante a presa; • Pode existir descompressão nos solos arenosos, localizados entre estacas; • Não dá completas garantias relativamente à não existência de defeitos ao longo da superfície lateral da estaca; • Apresentam limitações em termos de altura (até 12m de profundidade para estacas executadas com trado continuo); • Exige equipamentos de grandes dimensões.

2.4. Drenagem

A aplicação de medidas de drenagem em estruturas de contenção e estabilização de taludes tem como objectivo diminuir a presença de água no solo, reduzindo as tensões intersticiais existentes que possam trazer consequências na sua estabilidade. Assim, a aplicação de sistemas de drenagem constituem medidas efectivas de prevenção da erosão e de estabilização, permitindo o controlo e escoamento dos caudais presentes no maciço, bem como a diminuição dos níveis piezométricos e aumento, consequentemente, das características resistentes do solo.

Existem dois tipos de intervenção de drenagem, normalmente aplicados em conjunto:

- Drenagem superficial;
- Drenagem profunda.

2.4.1. Drenagem superficial

A drenagem superficial apresenta como principal finalidade evitar que as águas de escorrência se infiltrem no solo, aumentando o nível freático e as pressões intersticiais, e banir os efeitos erosivos das mesmas sobre a superfície, quando na presença de um talude. Resumidamente, consiste na captação de águas superficiais e, em seguida, na sua condução para um local conveniente.

Os sistemas de drenagem superficial mais comuns são as valas revestidas, valas de betão, descidas de águas e protecção contra a acção directa da chuva (vegetação e geossintéticos).

Existem ainda medidas de protecção superficiais, com o objectivo de evitar/minimizar os efeitos erosivos do escoamento superficial. Exemplos destas medidas são os colchões Reno (gabiões de reduzida altura) e a máscara drenante.

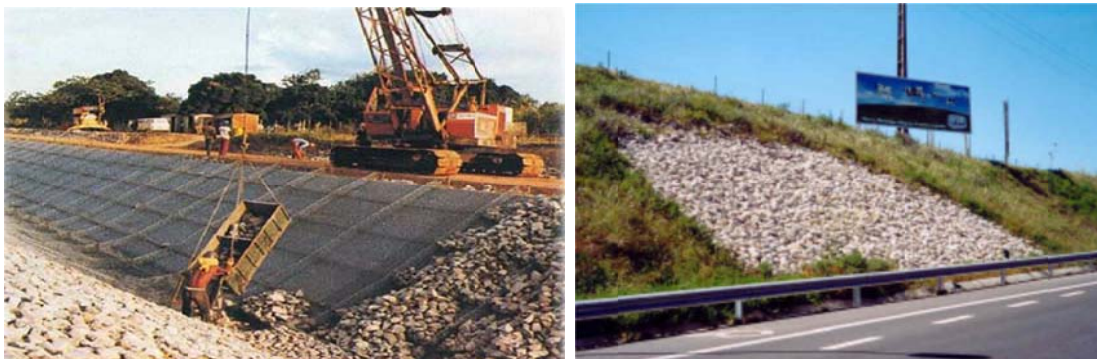


Figura 2.24 - Exemplo de colchões Reno (esquerda) e máscara drenante (direita) [39].

2.4.2.Drenagem profunda

A drenagem profunda tem como principal objectivo o abaixamento do nível freático, captando a água do interior do maciço, diminuindo assim as pressões intersticiais.

Na aplicação das medidas de drenagem profunda deve-se ter em consideração as características hidrogeológicas do terreno, de modo a existir uma adequada conexão hidráulica entre o material existente e o sistema de drenagem. Assim, é essencial considerar parâmetros como a permeabilidade do terreno, caudal que se pretende drenar, raio de influência do elemento drenante e tipo de maciço em causa.

Existem vários mecanismos de drenagem a aplicar em estruturas de contenção e estabilização, referindo-se os mais usuais em obras de contenção de taludes.

Drenos Horizontais Profundos (DHP)

O Dreno Horizontal Profundo, ou geodreno, tem por finalidade drenar a água do solo a fim de minimizar a carga que o solo exerce sobre o muro de contenção. A técnica é relativamente simples, sendo que a perfuração do solo é o processo mais complexo. Normalmente executa-se a perfuração do solo com 10 graus de inclinação, a fim de facilitar o escoamento.



Figura 2.25 – Exemplo de aplicação de drenos horizontais profundos [40].

O **tubo drenante** é um tubo corrugado, flexível, de forma anelar, fabricado com Polietileno de Alta Densidade (PEAD), utilizado para drenagem de água. A sua característica construtiva garante uma excelente durabilidade e sucesso em obra. Possui uma excelente área de abertura, dimensionada para a admissão de grandes volumes de água. Pode ser fornecido envolto em geotêxtil, que tem a função de filtragem.



Figura 2.26 – Pormenor de um tubo drenante e exemplo de aplicação [41].

2.4.3. Drenagem superficial e profunda

Os geossintéticos desempenham funções de drenagem superficial e profunda.

O termo geossintético é usado para descrever um conjunto de produtos sintéticos, que se encontram em constante desenvolvimento, utilizados para solucionar problemas em geotecnia. Contudo podemos destacar os materiais descritos abaixo, como sendo os mais utilizados e os essenciais para a compreensão das técnicas de drenagem utilizadas na execução do muro de contenção em causa. A natureza sintética destes produtos torna-os apropriados para o uso em obras geotécnicas, onde um alto nível de durabilidade é exigido.

O **geotêxtil** é um geossintético, que consiste em fibras sintéticas ou naturais, unidas por diferentes processos de ligação (térmica, por costuras, por colas ou até mesmo por amarração). Devido à distribuição destas fibras, possuem poros que permitem a passagem de fluidos e gases, sendo excelentes materiais para obras de cunho hidráulico [42]. Os geotêxteis podem ser do tipo não tecido, quando as fibras que os constituem não seguem nenhum padrão (pois no seu fabrico elas são agrupadas aleatoriamente), ou do tipo tecido, cujas fibras estão bem organizadas formando uma textura.

O geotêxtil apresenta como principais funções a filtragem, permitindo a rápida percolação da água devido à sua textura porosa (permeabilidade), retendo de maneira eficaz as partículas do solo, e por último apresenta a função de reforço, pois aumenta a resistência do material de aterro/fundação. Apresenta ainda características como a separação, evitando que materiais com diferentes granulometrias se misturem, e reforço, quando se pretende incrementar a resistência à tracção e diminuir a deformabilidade do solo, como é o caso das geogrelhas.



Figura 2.27 – Exemplos de aplicação de mantas geotêxteis [43].

Quando se executa uma obra de drenagem utilizando uma manta geotêxtil, é importante ter em atenção que [43]:

- A manta geotêxtil não deve estar suja, rasgada ou perfurada;
- A manta geotêxtil deve ser colocada correctamente envolvendo toda a superfície a proteger, sobrando material para rematar a manta drenante de modo a que se sobreponham todas as faces;
- Deve evitar-se que o fundo e as paredes do local a tratar dispunham de contaminação com lama ou lodos e, em caso de haver água, esta não deve ter finos em suspensão que possam colmatar o geotêxtil;
- Deve-se desenrolar o geotêxtil com a largura adaptada às dimensões do local (incluindo sobreposições) e deve ser ajustado ao terreno, sem esticar para evitar tensões aquando do enchimento com material drenante (ex: brita).

A **manta drenante** é constituída por um núcleo rígido (georede ou filme alveolar) ou semi-rígido (filamentos interligados, tridimensionais) revestido com geotêxtil em uma ou em ambas as faces. O núcleo tem a função de drenagem e o geotêxtil a função de filtragem. São fornecidos, normalmente, com espessuras de 3 a 22 mm.

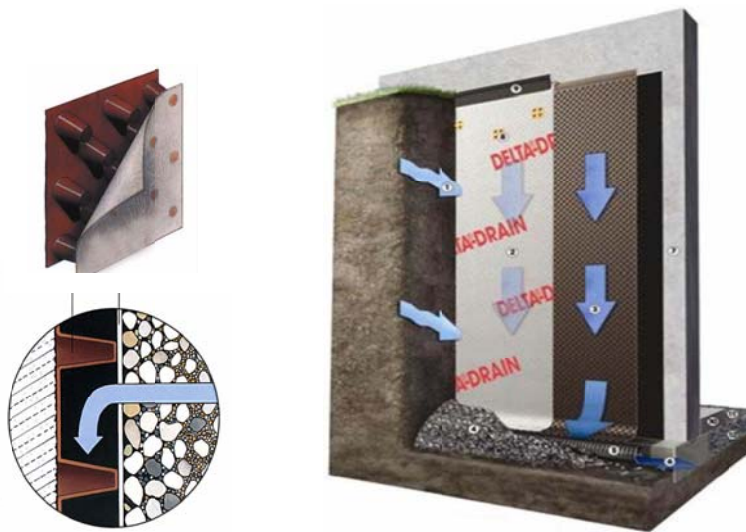


Figura 2.28 – Pormenor (esquerda) e exemplo de aplicação de uma manta drenante (direita) [45].

Dando continuidade à definição de alguns geossintéticos, os **geocompostos** consistem na combinação de vários tipos (geotêxteis, geogrelhas, georedes, geomembranas etc). Por vezes é necessário combiná-los com materiais naturais (areia, brita, fibras naturais, solos, etc), para que o mesmo possa desempenhar funções associadas e simultâneas.

3. PROCESSO/FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No presente capítulo é abordado, de forma coerente e contínua, o processo/ faseamento construtivo aplicado na obra em estudo.

Importa referir, que o mesmo se encontra dissociado por subcapítulos, referentes às temáticas com maior interesse para a dissertação em causa, em concordância com o faseamento construtivo previsto no projecto. Essas temáticas compreendem os fenómenos naturais ocorridos e a execução das diferentes tecnologias já abordadas, e adoptadas na obra, que serão alvo de uma apreciação que visa a análise crítica de diferentes factores intrínsecos a cada solução, com o objectivo de compreender melhor a sua funcionalidade e tentar aumentar a sua rentabilidade.

Também será realizado um breve inventário dos materiais e equipamentos empregues nas diferentes tecnologias adoptadas, em obra, e eventuais correlações ou semelhanças entre equipamentos empregues em diferentes tecnologias. Para tal, serão referidos, de forma sumária, os equipamentos e materiais, bem como as suas funções para diferentes aplicações e especificações consideradas para os trabalhos realizados na obra em causa.

O plano de instrumentação e observação, também presente no projecto de execução, será abordado no capítulo seguinte, atendendo à sua importância numa obra com as características da presente.

3.1. Projecto

Na realização do projecto em análise foi fundamental efectuar um reconhecimento adequado dos condicionamentos topográficos, geológicos, hidráulicos e geotécnicos do local de implantação da obra, incluindo a limitação do impacto na exploração da auto-estrada.

Para [46], a instabilização de um talude pode ser determinada por causas externas (isto é, associada a acções actuando exteriormente ao talude), causas internas (associadas a acções actuando no interior do próprio talude) ou causas intermédias (associadas a acções exteriores ao maciço que desencadeiam mecanismos de instabilização actuando no seu interior).

No escorregamento ocorrido, pode considerar-se a hipótese de ter sucedido uma destas causas ou mesmo a combinação das mesmas. Portanto, como principal causa externa evidencia-se a variação sazonal de temperatura e humidade ocorrida associada às condições de fundação do muro de gabiões, que conduziu à abertura de fendas superficiais e favoreceu a infiltração de água no solo. Como causa interna considera-se provável o aumento das pressões intersticiais devido à infiltração de água, com a conseqüente redução da resistência ao corte. Quanto à causa intermédia põe-se a hipótese de ter existido uma erosão interna, provocada pela circulação de água no interior do talude.

A provável combinação destas causas provocou um escorregamento rotacional simples, tornando evidente a sua geometria pela localização das cicatrizes na zona de crista do talude e base do talude, zona correspondente às linhas que delimitam a intersecção da superfície de deslizamento com a superfície do terreno.



Figura 3.1 – Imagens da zona de crista do talude em Fevereiro de 2010.



Figura 3.2 – Imagens da zona de base do talude em Fevereiro de 2010.

Perante a compreensão dos condicionamentos e a correcta percepção do acontecido foi realizado um projecto que estabilizasse toda a zona afectada pela superfície de deslizamento, a qual intersectava o terreno de fundação do muro de gabiões. Este projecto destaca-se pela inovação, pois em território nacional a técnica de jet grouting raramente terá sido empregue numa via rodoviária para contenção de um talude instabilizado, aumentando assim os níveis de interesse tanto na sua fase construtiva, como no comportamento final de toda a estrutura de contenção.

3.1.1. Sequência dos trabalhos

Depois de todas as referências mencionadas em relação aos condicionamentos presentes em toda a fase construtiva da estrutura de contenção da auto-estrada A8, na zona do km

92+600, vai-se proceder a uma descrição do faseamento construtivo, sintetizando-o em 5 fases. As fases enunciadas apenas apresentam o genérico das técnicas/soluções adoptadas, sendo que as mesmas vão ser expostas com maior detalhe, posteriormente.

1ª Fase – Preparação dos trabalhos e escavação do aterro

A primeira fase compreendeu a realização de vistorias às habitações adjacentes à base do muro e levantamento dos serviços enterrados localizados junto à zona da obra. Contemplou ainda a escavação do aterro para redução das acções instabilizantes do muro de gabiões e criação da plataforma de trabalho. As reduzidas dimensões da plataforma de trabalho, condicionadas pela necessidade de manter acessos à obra e a operacionalidade da faixa de rodagem no sentido oposto, condicionou a opção por soluções construtivas que determinassem o recurso em equipamentos versáteis e de pequenas dimensões.

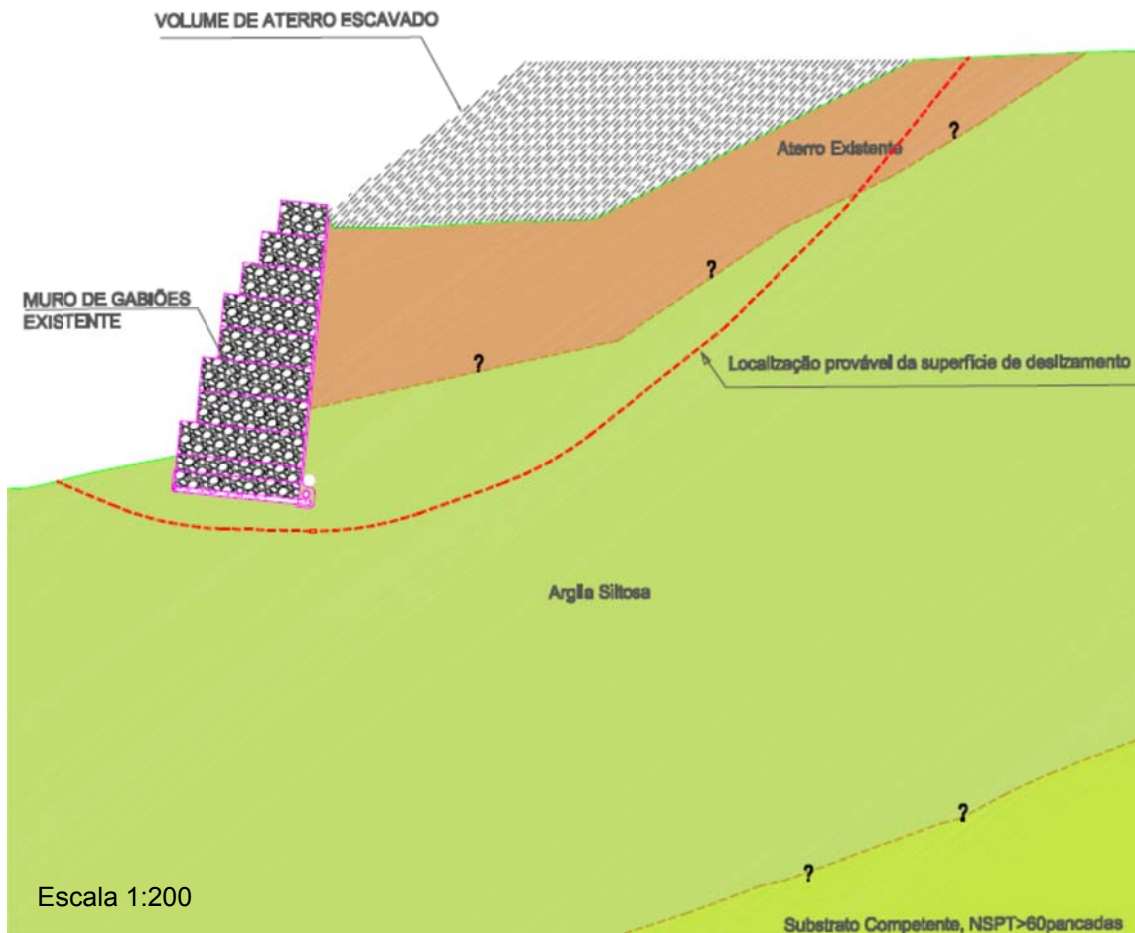


Figura 3.3 - 1ª Fase: Preparação dos trabalhos e escavação do aterro (corte tipo) [3].

2ª Fase – Colocação dos elementos de estabilização provisória

Esta fase compreendeu a colocação de *big bags* na base do talude, à frente do muro de gabiões, e modelação da plataforma de trabalho de modo a garantir a estabilização do escorregamento verificado. Numa primeira etapa apenas foram colocados *big bags* diante da zona Norte do muro de gabiões, depois de verificados alguns problemas relacionados essencialmente com a segurança das habitações, foram colocados *big bags* em toda a extensão do mesmo. Este tema vai ser abordado com maior detalhe no subcapítulo 3.3 *Estabilização provisória do talude*.

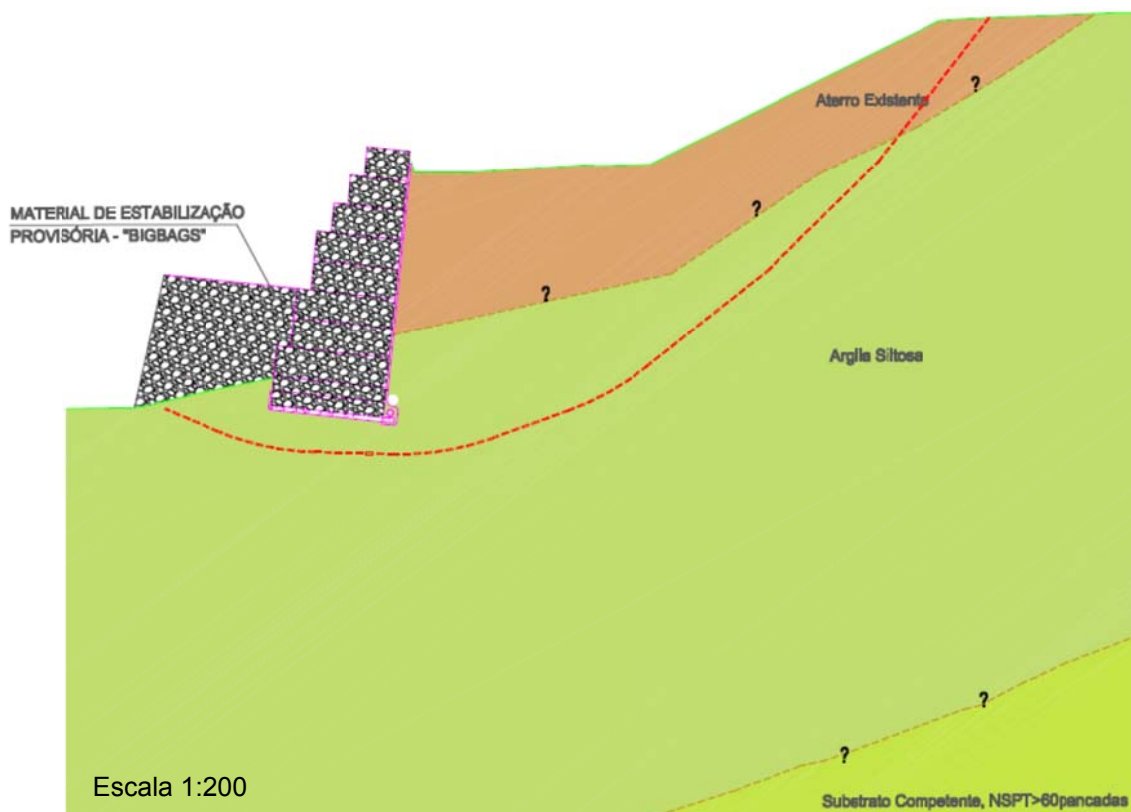


Figura 3.4 -2ª Fase: Colocação dos elementos de estabilização provisória [3].

3ª Fase – Execução das microestacas e das colunas de jet grouting

Nesta fase introduziram-se, numa primeira instância, as microestacas inclinadas, constituídas por tubos metálicos em aço, com comprimento de selagem mínimo de 6,0m.

De seguida executaram-se colunas jet grouting de teste, com várias dosagens de cimento. Posteriormente às colunas teste, executaram-se as colunas de jet grouting constituintes da cortina de contenção, assegurando sempre um faseamento que minimizasse o impacto na estabilidade do aterro. Por último, colocaram-se no interior das colunas de jet grouting verticais, tubos de microestacas com 2,60 m de espaçamento.

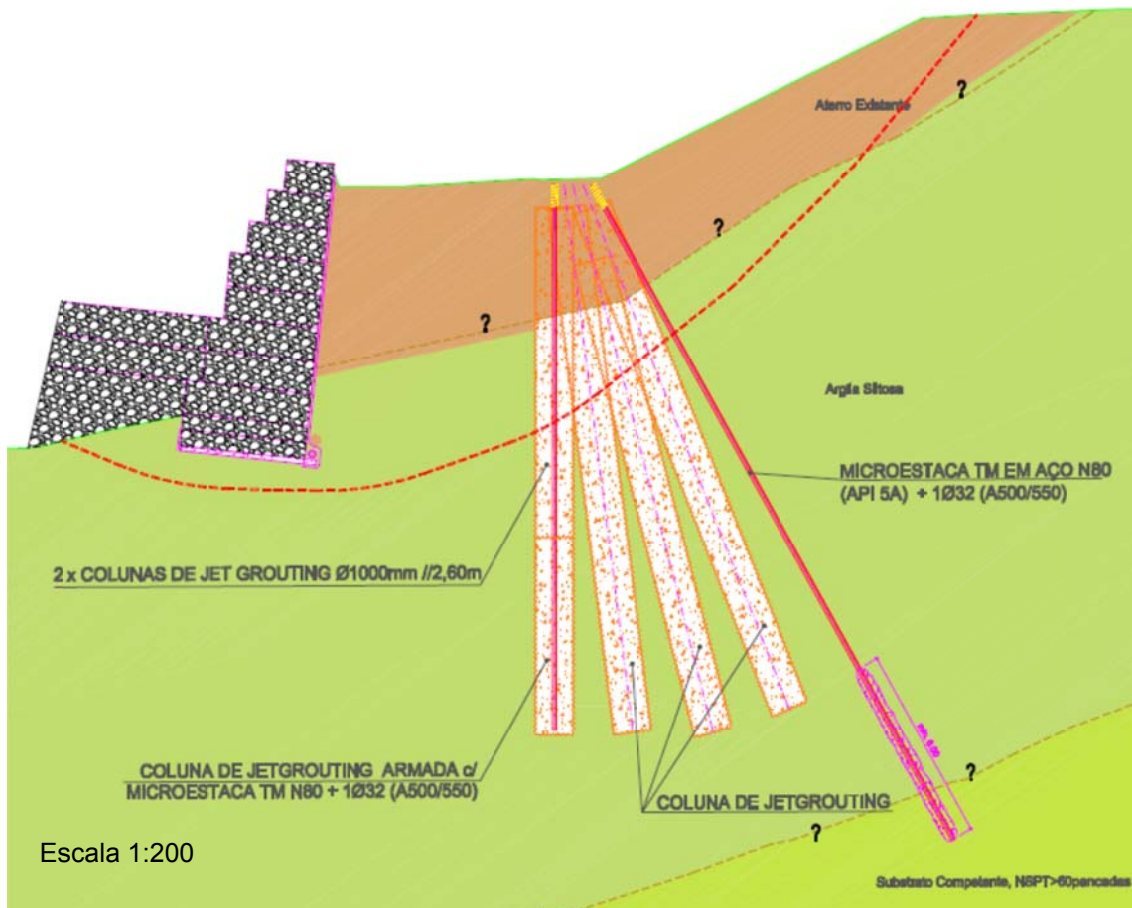


Figura 3.5 - 3ª Fase: Execução das colunas de jet grouting e das microestacas [3].

4ª Fase – Execução do muro de betão armado e do aterro

Fase correspondente à execução do muro em “L” de betão armado, devidamente fundado sobre as microestacas e as colunas de jet grouting, à execução do aterro da zona a tardoz do muro, numa primeira fase com a areia proveniente dos *big bags* e posteriormente com agregados leves, devidamente compactado e envolto em geotêxtil de separação.

Esta fase abrangeu ainda as operações relativas à remoção de parte do muro de gabiões e consequente reperfilamento do talude. Note-se que o reperfilamento do talude foi realizado em simultâneo com a remoção dos *big bags*.

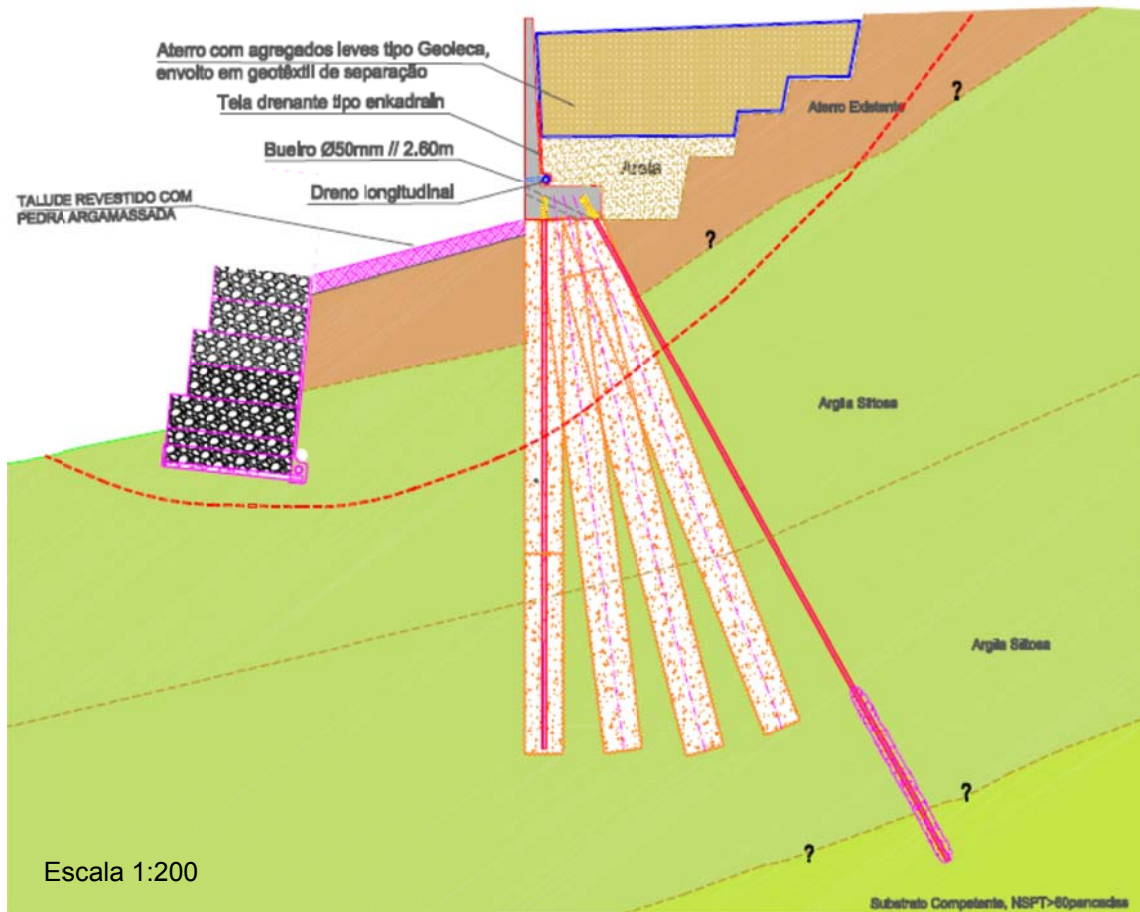


Figura 3.6 - 4ª Fase: Execução do muro de betão armado, do aterro e reperfilamento do talude [3].

5ª Fase – Reposição da plataforma da auto-estrada e execução de manta drenante no talude.

Última fase, realizando-se a reposição da plataforma da auto-estrada, execução da máscara drenante na base do muro de betão armado e abertura da faixa de rodagem ao tráfego, cuja fundação foi assente sobre uma geogrelha biaxial, por sua vez colocada sobre o aterro de agregados leves

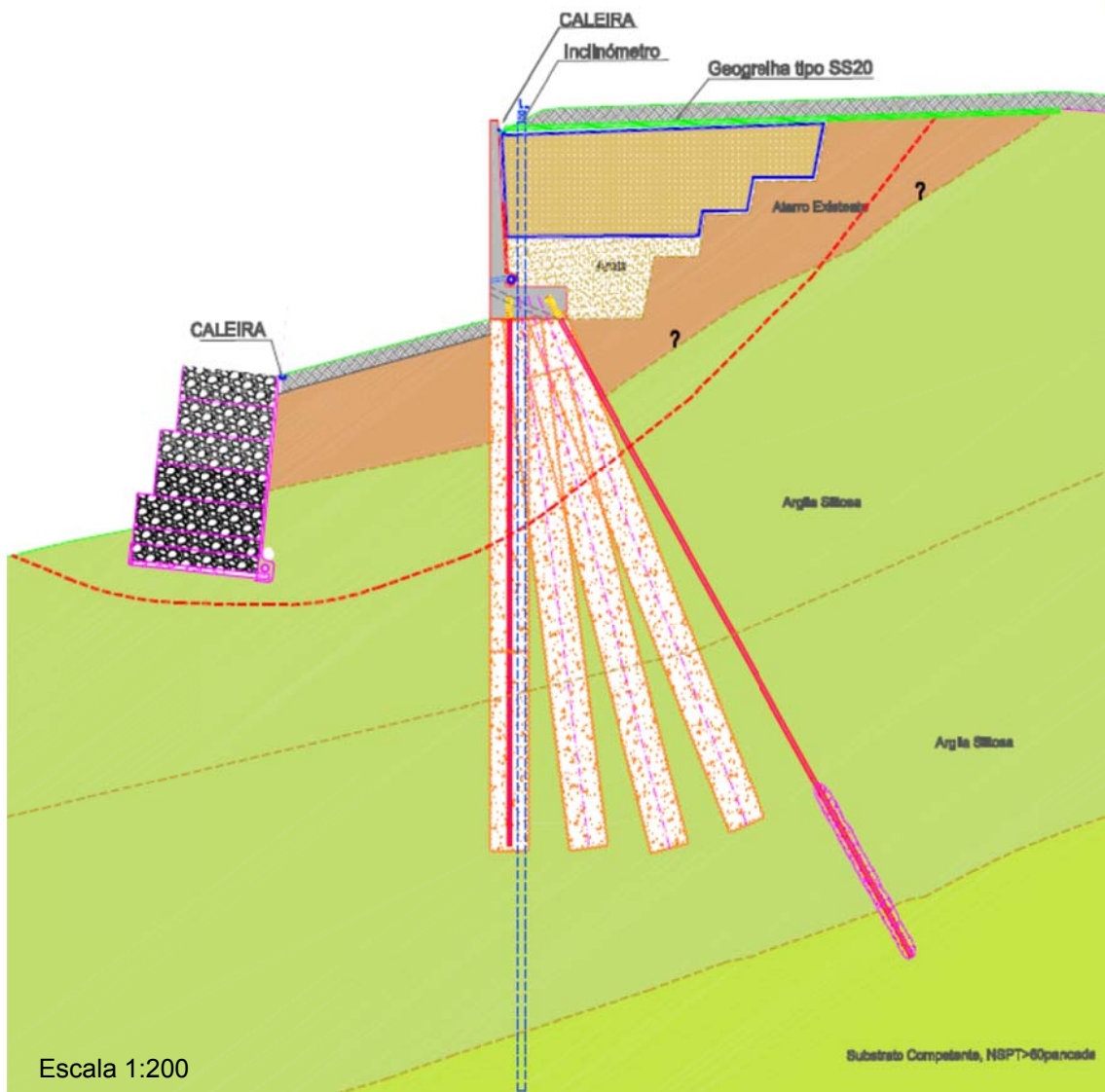


Figura 3.7 - 5ª Fase: Reposição da plataforma da auto-estrada e execução de manta drenante no talude [3].

3.2. Muro de gabiões

Torna-se essencial descrever as características do muro de gabiões existente na fase anterior à realização da obra em causa, bem como a quantificação e qualificação do tipo de contenção que o mesmo exercia no aterro construído sobre o talude natural existente no local aquando da construção da auto-estrada em 2000 (fig. 3.8).

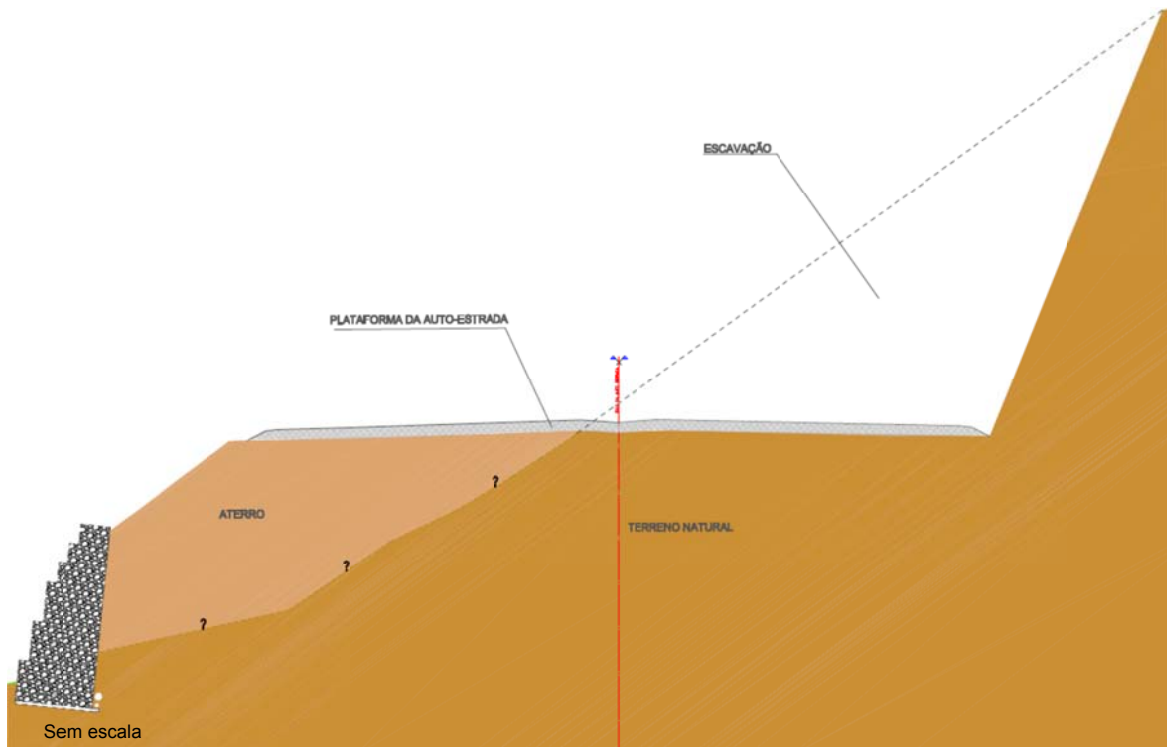


Figura 3.8 - Corte transversal tipo da auto-estrada antes do escorregamento ocorrido.

A importância desta matéria prende-se com a função que o muro de gabiões assumiu ao longo das várias fases da obra, principalmente na realização das colunas de jet grouting, conferindo enorme sustentabilidade do material de aterro, fortemente solicitado pela introdução da calda de cimento sobre pressão.

Embora numa temática diferente, mas com o mesmo grau de interesse, a análise dos temas supracitados traduz-se numa melhor interpretação das causas do escorregamento de 9 de Fevereiro de 2010.



Figura 3.9 – Imagem do muro de gabiões, anterior aos trabalhos de estabilização.

Note-se, que se manteve uma pequena fracção do muro, agora com funções de importância reduzida, designadamente suporte de terras entre as colunas de jet e o tardo do muro de gabiões.



Figura 3.10 – Imagem do muro de gabiões, posterior aos trabalhos de estabilização.

3.2.1. Constituição do muro de gabiões

O muro de gabiões existente na fase anterior à realização da estrutura de contenção, funcionava como um muro de gravidade, suportando um desnível máximo de terreno de aproximadamente 8,0 m.

Para a secção mais desfavorável, existia uma largura de 4,0 m de base, estando o muro inclinado 6° para o interior do terreno a suportar dispondo este de uma inclinação horizontal/vertical de 2/1.

No âmbito da solução de estabilização adoptada o muro de gabiões encontra-se fundado exactamente nas mesmas condições, uma vez que a sua base não foi removida, ou seja, directamente no estrato de argila siltosa, a pequena profundidade, em betão de limpeza com aproximadamente 15cm de espessura. A figura 3.11 ilustra os temas descritos.

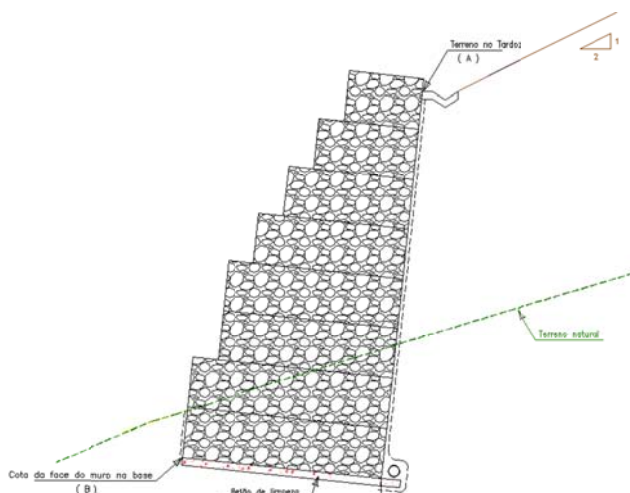


Figura 3.11 - Corte tipo do muro de gabiões, anterior aos trabalhos de estabilização.

Tanto na fase antecedente ao início dos trabalhos, como na fase construtiva, relativa à remoção de parte do muro de gabiões, observaram-se algumas características importantes para definir com maior precisão a constituição do mesmo. Assim, vão ser descritas as suas especificidades com maior realce para uma posterior análise crítica do funcionamento do mesmo.

No tardo do muro, existia em todo o seu contorno uma manta geotêxtil, antecedente ao material de aterro. A manta geotêxtil era do tipo não tecido, em polipropileno. Para recolha das águas superficiais, ocorrentes no talude a tardo do muro, existia uma caleira pré-fabricada em betão. As águas que se infiltravam no muro eram drenadas no sentido longitudinal, ao longo da fundação junto ao geotêxtil, para um tubo de betão perfurado com 150mm de diâmetro.

Os gabiões, constituídos por pedra, apresentavam um enchimento com boas características, nomeadamente poucos espaços vazios nos cantos, presença de diafragmas a cada 1 m, granulometria superior à abertura da malha e sensivelmente inferior a duas vezes a abertura da mesma. Também era visível a existência de tirantes na frente e no tardo do mesmo, e a inexistência de assentamentos devido às cargas transmitidas pelas fiadas sucessivamente sobrepostas.



Figura 3.12 – Pormenor de um cesto constituinte do muro de gabiões.

3.2.2. Análise crítica

O desempenho do muro de gabiões constitui um tema de elevada importância quando se pretende efectuar uma observação das causas do escorregamento. A sua principal função era a de suporte do aterro existente, tarefa que não conseguiu desempenhar eficientemente. De seguida vão ser enunciados alguns factores que poderão estar relacionados com o seu deficiente desempenho.

A compactação do aterro é um factor a ter em consideração, embora não hajam dados relativamente à sua execução. Como não existiam indícios de deformações nos gabiões na fase anterior ao escorregamento pode-se considerar que a compactação foi realizada com algum cuidado, mas nada se pode concluir quanto ao tipo de compressão do solo que foi efectuado.

A composição dos gabiões encontra-se dentro dos parâmetros existentes para o bom funcionamento dos mesmos. Como referido previamente, os cantos encontram-se devidamente preenchidos, não permitindo a deformação dos painéis laterais, e os tirantes existentes conferiam boa resistência. Pode-se afirmar que a ligação entre os gabiões conferia uma estrutura monolítica com excelente desempenho.

Quanto à drenagem, a manta geotêxtil esteve sempre presente à medida que se retiravam os gabiões, e apresentava boas condições relativamente à sua disposição no tardo do muro, como se observa na figura 3.13.



Figura 3.13 – Pormenor da manta geotêxtil encontrada durante a escavação.

Analisando o projecto de execução do muro de gabiões [47], realizado em 2000, torna-se perceptível a adopção de algumas soluções de drenagem, referindo este que a base dos drenos deveria ser nivelada, com uma camada de areia, que o tubo geodreno deveria estar correctamente posicionado em relação à posição das tubagens de drenagem de água para o exterior do muro e mencionando que as águas que se infiltram no muro, de fora para dentro, seriam automaticamente drenadas no sentido longitudinal, ao longo da fundação junto ao geotêxtil colocado no tardo do muro, encontrando-se um dreno transversal a cada 50 m para permitir a saída das águas em excesso.

Apesar das medidas adoptadas, aquando da realização do muro de gabiões, serem coerentes para o tipo de contenção pretendido, nada se pode concluir quanto à sua correcta execução, especialmente em aspectos como a orientação e colocação do tubo geodreno, diâmetro real do tubo, posição dos tubos de drenagem verticais e aplicação da manta geotêxtil

na base do talude. Note-se que não foi possível chegar a nenhuma conclusão, face aos parâmetros apresentados, porque a base do muro de gabiões não foi removida.

O ponto fulcral passa assim pela análise das condições de fundação do muro de gabiões. A fundação do muro é directa, constituída pelo próprio muro, com um plano de apoio constituído por betão de limpeza com aproximadamente 15 cm de espessura. Pode-se constatar que em algumas zonas a base do muro de gabiões encontra-se demasiado superficial, aparecendo à mesma cota do terreno, como demonstra a figura 3.14.



Figura 3.14 – Base do muro de gabiões.

Este pormenor torna-se importante quando se analisa a superfície provável de escorregamento, pois esta localiza-se a pouca profundidade (fig. 3.15). Este facto remete-nos para a hipótese de que uma maior profundidade da base ou a criação de uma sapata de fundação em betão armado fundada abaixo da cota do terreno, dadas as características que um muro de gabiões ostenta e visto que o este apresenta dimensões consideráveis, poderia ter contribuído de forma significativa para uma maior resistência ao escorregamento. Esta situação comprova assim a necessidade de serem efectuados estudos de estabilidade global dos taludes quando se recorre a soluções de muros de gabiões, com funcionamento por gravidade em obras de pé de talude.

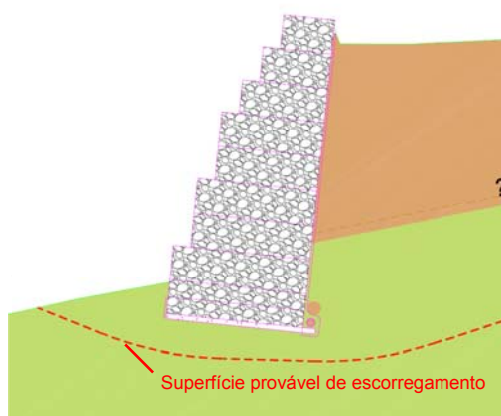


Figura 3.15 – Corte tipo da superfície provável de escorregamento.

3.3. Estabilização provisória do talude

A estabilização provisória do talude compreendeu essencialmente a colocação de *big bags* na sua base, diante do muro de gabiões.

3.3.1. Equipamentos e materiais

Os *big bags* utilizados eram constituídos por sacos em tecido de polipropileno 170gr/m², com 91x91x115cm, saia de enchimento, fundo fechado e 4 alças de suspensão. No seu interior, encontrava-se solo granular fino.



Figura 3.16 – *Big bag* tipo utilizado (esquerda) e constituição do mesmo (direita).

O equipamento usado para a colocação dos *big bags* foi uma grua móvel sobre pneus, modelo *Liebherr LTM 1160-5.1*.



Figura 3.17 – Grua móvel *Liebherr LTM 1160-5.1*.

3.3.2. Execução

Numa primeira fase, foram colocados *big bags* na base do muro de gabiões correspondente à zona Norte, local onde ocorreu a maior fracção do escorregamento.



Figura 3.18 – Imagem dos *big bags* colocados na zona Norte do talude.

Posteriormente, apareceram alguns indícios de escorregamento na zona sul, materializados pelo empolamento do terreno junto ao muro de gabiões. Este acontecimento coincidiu essencialmente com a execução do jet grouting e foi comprovado pelos aparelhos de instrumentação. Perante o sucedido, colocaram-se *big bags* na zona sul, de modo a proporcionar um maior confinamento e uma maior segurança para a execução dos trabalhos e para as habitações adjacentes.



Figura 3.19- Imagem dos *big bags* colocados posteriormente na zona Sul do talude.

3.3.3. Análise crítica

Os *big bags* foram a solução encontrada para estabilizar provisoriamente a base do talude. Estes funcionavam por gravidade e desempenham a função de apoio do muro de gabiões na contenção do aterro e eram responsáveis por travar a mobilização ascensional do solo no sopé do talude, pois estavam localizados à frente do ponto de inflexão da superfície de deslizamento, funcionando como “peso estabilizante”, como se pode observar na figura 3.20.

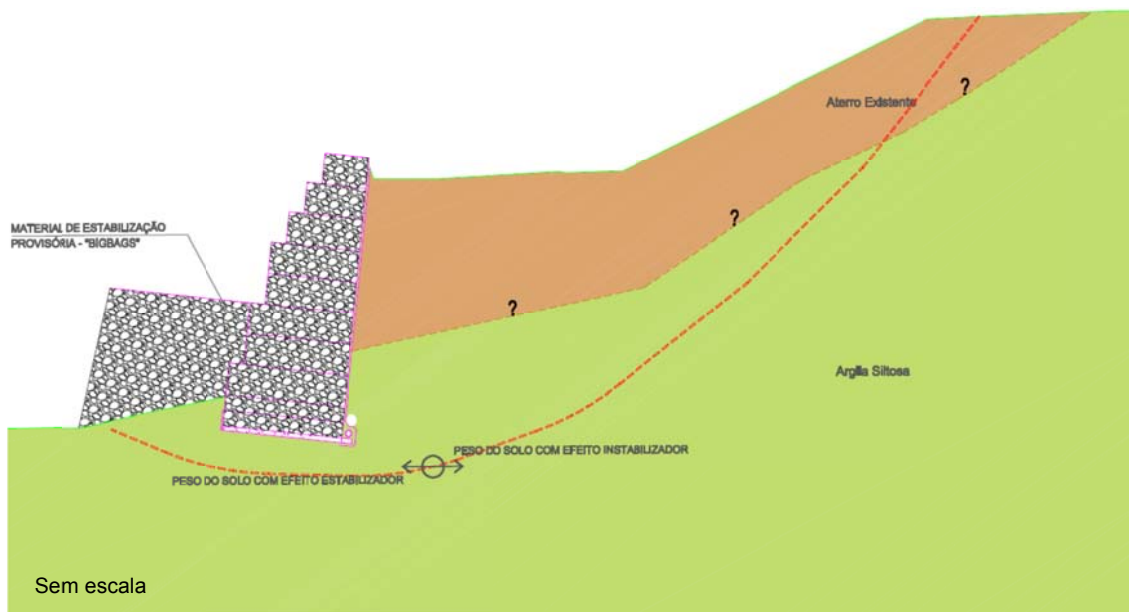


Figura 3.20 - Pormenor da localização do ponto de inflexão na superfície de corte.

A utilização dos *big bags* também foi proveitosa para a fase de execução do aterro, uma vez que o material contido nos mesmos foi aproveitado para a realização do mesmo.

Importa ainda referir a importância da instrumentação, para comprovar a necessidade de recorrer à aplicação de *big bags* na zona Sul, bem como para efeitos de gestão das condições de segurança da obra e da plataforma da auto-estrada.

3.4. Microestacas

Foram realizados dois tipos de microestacas, recorrendo a tecnologias distintas. Neste capítulo vai fazer-se referência às microestacas inclinadas, cuja técnica de injeção recorreu ao sistema IRS (Injeção Repetitiva e Selectiva). Nas microestacas verticais utilizou-se uma técnica de injeção e perfuração diferente, com recurso a equipamentos utilizados para a execução do jet grouting, pois estas não apresentam bolbo de selagem, sendo deste modo descrito o seu modo de execução no capítulo 3.5 *Jet grouting*.

3.4.1. Equipamentos e materiais

As microestacas presentes na estrutura de contenção, são constituídas por tubos metálicos em aço N80 Ø127,0x9,0mm (API 5A) com uniões exteriores (armadura principal) e um varão Ø32mm (A500/550) com conectores entre troços (armadura secundária).



Figura 3.21 - Tubos N80 (esquerda), uniões exteriores (centro) e varões Ø32mm A500/550 (direita).

A execução das microestacas realizou-se com tecnologia de perfuração, empregando o equipamento de furação por rotação *Klem KR 805-1* com trado. Este equipamento é accionado por ar comprimido, tendo sido utilizado um compressor *Atlas Copco XAS 375 DD6* para o efeito.



Figura 3.22 – Equipamento de perfuração Klem (esquerda) e compressor Atlas copco (direita).

Foi empregue uma central de mistura e um gerador, para o fabrico da calda de cimento. A calda, que constitui a selagem e injeccção, apresenta cimento CEM I 42,5R com uma relação água/cimento = 1/1,25 que garante uma resistência à compressão simples (7 dias) de 27 MPa.

3.4.2.Execução

A execução de uma microestaca assenta em 5 fases [21]:

1. Marcação ou implantação;
2. Perfuração;
3. Colocação das armaduras;
4. Injecção;
5. Ligação à estrutura.

A marcação ou implantação compreendeu a remoção de parte da faixa de rodagem (direcção Norte-Sul), o subsequente nivelamento do terreno circundante até à cota definida no projecto e a marcação, no mesmo do centro, de cada microestaca a aplicar. Para a realização da marcação recorreu-se aos elementos do projecto com o auxílio de meios topográficos, cravando-se um varão de aço com fita balizadora na ponta.



Figura 3.23 - Remoção de parte da faixa de rodagem (esquerda) e nivelamento do terreno (direita).

Para a perfuração, foi utilizado o trado sem tubo moldador, recorrendo-se à máquina perfuradora de rotação apresentada. A perfuração por rotação realizou-se, fazendo girar o trado que corta, tritura e desgasta o solo, reduzindo-o a pequenas partículas. Após a adaptação do trado à cabeça de rotação da máquina, fez-se coincidir o eixo do trado com o eixo do furo. Note-se que, conforme estipulado no projecto, o diâmetro mínimo da furação foi de 200 mm. Para verificar o ângulo de ataque utilizaram-se dois níveis perpendiculares, colocados na torre da máquina de perfuração.

À medida que se prosseguiu a furação até à cota prevista em projecto, o trado penetrou no terreno e os vários troços foram ligados entre si por juntas roscadas. A remoção do solo foi executada pela rosca do trado, emergindo à superfície à medida que o mesmo perfurava o solo. A profundidade de furação avaliou-se pela quantidade de troços colocados multiplicados pelos respectivos comprimentos unitários.

A confirmação do zonamento geotécnico foi certificada durante os trabalhos de furação para a execução das microestacas, assim como o comprimento de furação, de modo a permitir que o respectivo bolbo de selagem se localizasse em terrenos competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação.



Figura 3.24 - Perfuração com recurso a trado.

Terminada a furação à cota pretendida, retirou-se o trado e procedeu-se à limpeza do furo. De seguida introduziu-se a armadura principal (tubo manchete), por segmentos enroscados entre si recorrendo a uniões exteriores. A introdução da armadura principal realizou-se por intermédio da máquina perfuradora. Na zona do comprimento de selagem estes tubos foram munidos de manchetes com afastamento de 1,0 m.



Figura 3.25 – Introdução da armadura principal no furo.

Após a introdução da armadura principal no furo realizou-se a injeção com calda de cimento, para a constituição do bolbo de selagem, com recurso à tecnologia IRS. A injeção foi realizada de forma ascendente, manchete a manchete, utilizando obturadores duplos e obturadores simples do mesmo diâmetro, para a injeção da primeira manchete. Importa salientar que, após o início da injeção da microestaca, o processo tem de ser contínuo para que todas as manchetes sejam abertas antes que a calda de cimento ganhe presa.

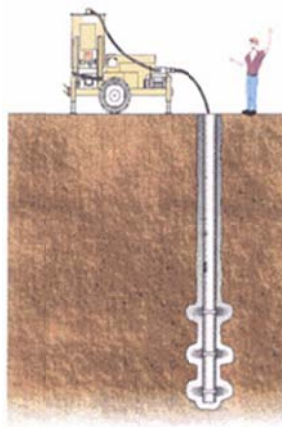


Figura 3.26 – Ilustração da injeção de calda de cimento através de manchetes com obturadores duplos.

Seguidamente, e pelo mesmo processo, realizou-se a segunda injeção para o adensamento do bolbo de selagem e tratamento do solo no periferia imediata do mesmo. Para finalizar, introduziu-se a armadura secundária e preencheu-se o furo de baixo para cima com calda de cimento a partir da boca do tubo, até esta afluir à superfície do furo limpa e sem resíduos de terreno.

Após a realização da microestaca, escavou-se o solo até à cota de execução da base do muro de betão armado, removendo-se assim o betão que continha impurezas (areias, inertes) acumuladas durante a betonagem no topo da estaca. Como, geralmente, toda a armadura no topo da estaca está envolvida por cimento sem qualidade, é necessário demoli-lo, de forma a deixar as armaduras da microestaca à vista para serem incorporadas na sapata do muro de betão armado. Este processo apenas foi realizado depois de estar garantida a cura da calda de cimento de modo a não provocar fissuras ou a descolagem das armaduras do betão.



Figura 3.27 - Imagens da escavação até à cota da sapata do muro de betão armado.

A ligação das microestacas à estrutura foi realizada após a execução das colunas de jet grouting e das microestacas verticais.

3.4.3. Análise crítica

A aplicação de microestacas inclinadas apresenta vários benefícios. No âmbito da técnica de execução e equipamentos utilizados, a sua aplicação provoca uma perturbação mínima do solo e requer a utilização de uma máquina de furação de pequenas dimensões e de reduzido peso comparativamente a outras técnicas.

Do ponto de vista estrutural, as microestacas apresentam diversos factores importantes, tais como competência para funcionar à tracção, melhoramento das propriedades do solo devido à incrementação da resistência lateral do bolbo de selagem e transferência de cargas da estrutura de contenção para o substrato competente. Deste modo, o bolbo de selagem aplicado em cada microestaca possui um comprimento de selagem mínimo de 6,0m, nas argilas siltosas com $N_{SPT} > 30$ pancadas e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação e da superfície de deslizamento, para que possam transmitir ao terreno, predominantemente por atrito lateral, as cargas provenientes dos impulsos do mesmo. De modo a existir uma resposta eficaz para a obtenção deste objectivo, foi fundamental a adopção de calda de cimento com as características enunciadas e a injeção de selagem com recurso ao sistema IRS.

Conclui-se assim que as microestacas inclinadas não desempenham somente a função de elemento estabilizador mas que representam um auxílio importante do muro de betão armado ao deslizamento e derrubamento.

Relativamente ao saneamento da cabeça das microestacas, como referido, o seu maior propósito é a remoção da parte superior da mesma, zona que corresponde aos últimos metros da injeção e onde se encontra o “cimento pobre”. Sendo de interesse que na cabeça da microestaca toda a calda situada entre o terreno e a armadura principal desempenhe a sua função, de modo a apresentar boas condições de resistência para se fazer a ligação à sapata do muro de betão.

Importa referir a dificuldade existente na aplicação das microestacas nos locais rigorosamente definidos em projecto, tendo-se verificado um débil alinhamento entre ambas, como demonstra a figura 3.28.



Figura 3.28 – Imagem das microestacas inclinadas.

3.5. Jet grouting

Na obra em estudo, apenas se procedeu à utilização de colunas do tipo JET 1, executando-se colunas armadas e não armadas, com diferentes inclinações. Também se utilizou somente um tipo de máquina de furação para a aplicação desta tecnologia de melhoramento de solo.

3.5.1. Equipamentos e materiais

Foram definidas inicialmente em projecto 5 tipos de colunas de jet grouting, com características distintas:

1. Colunas de jet grouting Ø1200mm verticais, com 10,0 m;
2. Colunas de jet grouting Ø1200mm verticais, com 16,0 m, armadas com tubos de microestaca N80 Ø127,0x9,0mm com uniões exteriores e um varão Ø32mm A500/550 com conectores entre troços;
3. Colunas de jet grouting Ø1200mm inclinadas 7,5°, com 16,0 m;
4. Colunas de jet grouting Ø1200mm, inclinadas 15,0°, com 16,0 m;
5. Colunas de jet grouting Ø1200mm, inclinadas 22,5°, com 16,0 m.

Conforme prática corrente, as colunas de jet grouting em aterros e em argilas siltosas, deveriam garantir a mobilização de determinados parâmetros resistentes, tais como a resistência à compressão simples, aos 28 dias, com um valor de rotura de 40 Kg/cm² (4,0 MPa) e um módulo de deformabilidade das colunas, aos 28 dias, quando submetidas a cargas axiais de compressão de serviço, de 1,0 GPa (valor médio).

Não existindo qualquer tipo de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos envolvidos, foi apresentado em projecto a adopção do cimento tipo CEM IV / A (V) 32,5 R, com a ressalva de que o tipo de cimento poderia ser redefinido em fase de obra caso se viesse a comprovar a não existência de problemas geoquímicos, sem comprometer as exigências de resistência estipuladas em projecto, o que não se verificou.

Importa ainda referir que, de acordo com a rotina em obras em que a tecnologia de jet grouting é adoptada, foi definida a realização de 3 colunas teste com dosagens de cimento entre os 550 Kg/m³ e os 650 Kg/m³ de modo a confirmar os valores estabelecidos em projecto.

O equipamento utilizado para a realização dos vários tipos de colunas foi comum. Assim a execução das colunas foi realizada através da máquina *EGT MD 5200*, de reduzidas dimensões e pequeno peso.



Figura 3.29 – Máquina de furação e injeção *EGT MD 5200*.

O equipamento *EGT MD 5200* opera em conjunto com outros equipamentos intervenientes na execução de colunas de jet grouting. Estes são constituídos por um silo para armazenamento de cimento com capacidade para 50 toneladas, uma central de mistura, uma bomba de injeção e um gerador. Estes equipamentos foram colocados em série e próximos uns dos outros, uma vez que intervêm na preparação e bombagem da calda de cimento.

No silo para armazenamento de cimento (fig. 3.30) armazena-se o cimento necessário. A central misturadora (fig. 3.30) encontra-se dividida em quatro partes: um tanque de água, um misturador, um agitador e um quadro eléctrico. Descrevendo [48], o processo realizado nesta central inicia-se com a colocação de água no misturador, seguido de descargas de cimento, vindas do silo, através de um tubo. Esta etapa é realizada deste modo para permitir uma maior uniformidade no fabrico de calda. Assim a calda de injeção é preparada no conjunto

misturador - agitador, de alta turbulência e de grande volume, permitindo o constante fabrico de calda e evitando interrupções no processo de injeção.



Figura 3.30 – Central de mistura *METAX MIX JM-30* (esquerda) e silo para armazenamento de cimento (direita).

A motobomba *SOILMEC 7T-600J* interveio no processo de jet grouting, procedendo ao bombeamento da calda de cimento a partir da central de mistura para a máquina de jet grouting a uma pressão de cerca de 45 MPa.

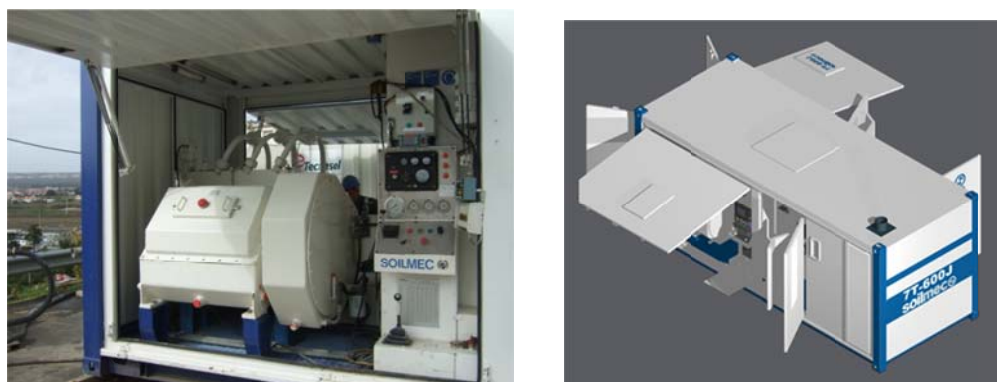


Figura 3.31 – Motobomba *SOILMEC 7T-600J*.

O controlo das colunas de execução do jet grouting, foi realizado com recurso ao software *Jean Lutz LT3* (fig. 3.32), instalado na máquina de injeção. Este sistema regista e controla, de forma contínua, vários parâmetros, tais como:

- Caudal injectado;
- Passo;
- Pressão de injeção;
- Profundidade de furação;
- Velocidade de rotação e subida da vara.



Figura 3.32 – Aparelho Jean Lutz LT3.

3.5.2. Colunas teste

Foi determinada a realização de colunas jet grouting teste, com o objectivo de verificar os diâmetros obtidos, visualizar o aspecto das colunas e a sua geometria e ainda proceder à recolha de amostras para ensaios laboratoriais. Estas últimas permitiram a confirmação da integridade dos corpos e a determinação laboratorial dos respectivos parâmetros resistentes (módulo de deformabilidade e resistência à compressão obtidos através de ensaios uniaxiais de compressão simples aos 7, 14 e 21 ou 28 dias).

Foram assim realizadas 5 colunas de ensaio (“A” a “E”) do tipo JET 1, distribuídas em duas zonas de ensaio, com os seguintes parâmetros executivos:

Tabela 3.1 – Parâmetros executivos das colunas de jet grouting teste.

Zona	Coluna	Profundidade (m)	Diâmetro bico (mm)	Pressão (bar)	Relação A/C	Densidade calda	Tempo (s)	Passo (cm)
1	A	3,0	4,5	400	1/1	1,52	9,5	4
	B	5,0	4,5	450	1/1	1,52	9,0	4
	C	5,0	4,5	500	1/1	1,52	8,5	4
2	D	3,0	4,5	300	1/1	1,52	9,5	4
	E	3,0	4,5	450	1/1	1,52	9,0	4

A zona 1 localizava-se na área ainda em talude, mais próxima da via, onde se realizaram as colunas “A”, “B” e “C”. A zona 2, encontrava-se ao nível da plataforma de execução do trabalho, na qual foram realizadas duas colunas, a “D” e “E”. A escavação das colunas foi efectuada 3 dias após a sua execução (fig. 3.33 e 3.34).



Figura 3.33 – Execução de colunas de ensaio da zona 1 (esquerda) e posterior escavação (direita).



Figura 3.34 - Execução de colunas de ensaio da zona 2 (esquerda) e posterior escavação (direita).

Durante a execução e posterior escavação, concluiu-se o seguinte:

Zona 1

- As três colunas apresentaram diâmetros iguais ou superiores a 1200 mm (diâmetro requerido em projecto);
- A escavação revelou aterro pouco consistente e bastante pedregoso, levando à deficiente expulsão de refluxo na execução, e conseqüente má formação das colunas.

Zona 2

- As duas colunas revelaram boa formação (diâmetro regular);
- Durante a execução, houve saída de refluxo de forma normal;

- A coluna “D”, executada com caudal bastante inferior, apresentou um diâmetro baixo;
- A coluna “E” apresentou um diâmetro de 1000mm.

Terminada a escavação das duas zonas de ensaio, concluiu-se que a zona 2 era a mais representativa do terreno onde seriam executadas as colunas definitivas.

Tendo sido definido em projecto o tipo JET 1, devido às condições inerentes à obra, e visto que as características do solo, na zona de terreno natural, apresentam valores SPT superiores a 20 pancadas, o processo de execução das colunas de jet grouting torna-se menos eficiente e substancialmente mais dispendioso para alcançar os parâmetros propostos pelo projectista. Assim, para atenuar esses factores foi alterado o diâmetro das colunas de 1200 mm para 1000 mm. Note-se que este tipo de reajustamentos são uma prática comum quando a técnica em causa é o jet grouting.

De acordo com o citado anteriormente, com as informações recolhidas da escavação e com a experiência dos engenheiros da empresa responsável pela execução das colunas, foi definido (previamente aprovado pelo engenheiro projectista) um conjunto de parâmetros executivos para colunas de 1000 mm de diâmetro com concentração de cimento de 600 kg/cm³.

Tabela 3.2 – Parâmetros adoptados na execução das colunas de jet grouting.

Diâmetro bico (mm)	4,5
Pressão (bar)	450
Relação A/C	0,8/1
Densidade calda	1,44
Tempo (s)	7,0
Passo (cm)	4

3.5.2.1. Ensaios

Os valores de resistência pretendidos pelo projecto foram confirmados em laboratório, com base nas colunas de ensaio e posteriormente nas primeiras colunas definitivas de jet realizadas. Numa primeira instância foram recolhidas amostras na coluna “B” e “E”, obtidas por carotagem, aos 7 dias, como demonstra a figura seguinte:



Figura 3.35– Recolha de amostras da coluna “E”.

Foram assim realizados ensaios de compressão uniaxial às amostras em causa, com determinação do módulo de deformabilidade e da tensão de rotura, obtendo-se os seguintes valores:

Tabela 3.3 – Valores dos ensaios de compressão uniaxial, aos 7 dias, nos provetes “B” e “E”.

Amostra	Provete	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Módulo elasticidade (GPa)	Tensão rotura (MPa)
B	30	84,0	203,9	1,56	2,05
	31	83,7	209,5	1,98	3,42
	32	83,8	209,0	2,44	3,64
E	33	83,9	206,1	3,02	4,18
	34	82,5	190,8	2,74	5,04
	35	83,9	207,8	2,71	2,87

Uma vez que os valores obtidos eram aceitáveis para os 7 dias, iniciou-se a execução de colunas definitivas. Fizeram-se ensaios a algumas colunas definitivas, aos 14 e 21 dias, revelando-se de seguida os valores aos 21 dias da coluna 76, e a respectiva imagem do ensaio realizado.

Note-se que os parâmetros resistentes pretendidos, nomeadamente a resistência à compressão simples das colunas e o módulo de deformabilidade, ambos aos 28 dias, eram de 4,0 MPa e 1,0 GPa, respectivamente (valores médios).

Tabela 3.4 – Valores dos ensaios de compressão uniaxial, aos 21 dias, nos provetes da coluna 76.

Amostra	Provete	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Módulo elasticidade (GPa)	Tensão rotura (MPa)
Coluna 76	207	83,5	212,5	3,62	3,01
	208	83,6	211,8	3,33	4,88
	209	83,6	211,7	3,31	4,16
	210	83,5	187,2	3,05	4,40



Figura 3.36 - Ensaio de compressão uniaxial (esquerda) e zona de rotura (direita), num provete da coluna 76.

Como se pode verificar pela tabela 3.4, os valores obtidos aos 21 dias, com excepção do provete 207, estão de acordo com os valores pretendidos em projecto aos 28 dias.

3.5.3. Execução

A fase antecedente à execução das colunas de jet grouting, acarretou a realização de uma plataforma de trabalho e nivelamento da mesma, de forma a conferir estabilidade e segurança para a circulação da máquina de jet grouting e posterior execução do muro de betão armado. Esta fase revelou-se muito importante, pois a máquina de injeção ostentava um peso de cerca de 15 toneladas e era essencial criar condições de segurança, uma vez que a zona em causa encontrava-se instabilizada. A escavação de parte do aterro permitiu menos concentração de massa estabilizadora, a tardoz do ponto de inflexão da superfície de escorregamento, sendo a restante porção suportada pelo muro de gabiões e *big bags*.



Figura 3.37 – Nivelamento do terreno para a execução de colunas de jet grouting.

O faseamento da execução de uma coluna de jet grouting pode descrever-se, de forma genérica, do seguinte modo:

Furação

O processo de furação iniciou-se com a colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna pretendida, de forma a obter uma coluna de corpo cilíndrico. Posteriormente, a vara penetrou o terreno através de um movimento rotacional e com auxílio de um jacto de água perpendicular ao eixo da vara, resultando um furo de 150mm de diâmetro até se atingir a profundidade indicada em projecto. Finalizada a furação, obturou-se a saída de água

Injecção

Terminada a furação, iniciou-se novamente um movimento rotacional à vara (pré-definido) e procedeu-se simultaneamente à bombagem a alta pressão de calda no seu interior, injectada através dos vários bicos localizados na parte inferior da vara. A vara foi elevada com um comprimento constante, a cada período de tempo pré-determinado (passo).



Figura 3.38 – Pormenor dos bicos de injeção da máquina de jet grouting.

Note-se que durante a injeção, deve observar-se visualmente a constituição do refluxo, nomeadamente se é líquido ou espesso. O refluxo indicia a forma como o jet está a ser executado, pois a sua ausência indica a formação empolamentos do terreno, traduzidos por bolas, em vez das colunas contínuas pretendidas. O refluxo ideal apresenta uma forma espessa e com solo, indicando que a aglutinação de solo-cimento está a ocorrer. Refere-se ainda que o refluxo produzido durante a execução das colunas foi desviado para local adequado, e posteriormente removido do local.



Figura 3.39 – Refluxo proveniente da injeção (esquerda) e depósito de refluxo (direita).

Inserção da microestaca

Concluída a execução do corpo cilíndrico, substituiu-se a cabeça da vara por um adaptador de perfuração da microestaca. Colocou-se a mesma por troços, à semelhança do procedimento utilizado para as microestacas inclinadas, até à profundidade pretendida.



Figura 3.40 – Adaptador de perfuração (esquerda) e execução de uma microestaca vertical (direita).

Como já referido, colocou-se a armadura, com conectores entre troços, e procedeu-se ao preenchimento com calda de cimento, unicamente por gravidade.

Note-se que a inserção de microestacas apenas foi realizada nas colunas de jet grouting verticais anunciadas em projecto, e foi efectuada imediatamente a seguir à execução das mesmas.



Figura 3.41 – Colocação da armadura (esquerda) e de calda de cimento por gravidade (direita), na microestaca.

Na figura 3.42 pode visualizar-se o resultado final da execução das colunas de jet grouting e das microestacas, recorrendo-se a uma representação esquemática para melhor compreensão da localização das colunas.



Figura 3.42 - Representação esquemática da localização das colunas de jet grouting no solo.

De seguida, colocou-se betão de limpeza na base de fundação, e procedeu-se à soldagem de hélices e chapas metálicas no topo das microestacas, localizadas no interior da sapata do muro, para melhorar a ligação à sapata do muro de betão armado.



Figura 3.43 – Betão de limpeza e pormenor de uma microestaca com hélice e chapa metálica.

3.5.4. Análise crítica

A tecnologia adoptada na execução das colunas de jet grouting (JET 1) permitiu assegurar as características geométricas e resistentes especificadas e minimizar o impacto no comportamento de todas as estruturas e infra-estruturas adjacentes ao perímetro da obra.

Pode concluir-se que, embora os solos existentes possuam um valor N_{spt} superior ao aconselhado para a utilização deste tipo de jet, solicitando um maior esforço energético e consequentemente tornando o processo mais dispendioso, o tipo JET 1 torna-se sem dúvida o mais indicado para o nível de segurança pretendido, recorrendo esta técnica a um processo menos agressivo para o solo e, em consequência, para as estruturas e infraestruturas vizinhas.

Durante a realização das colunas de jet grouting, na qual se respeitou incessantemente o faseamento e o plano de instrumentação e observação atempadamente definidos, efectuou-se sempre o registo e o controlo permanente de todos os parâmetros de execução. Durante a execução das colunas foram ainda realizadas leituras aos aparelhos definidos no âmbito do plano de instrumentação e observação, referido no capítulo 4. *Plano de instrumentação e observação*. Para um controlo sistemático de todos os parâmetros inerentes à execução das colunas de jet, recorreu-se a um plano de qualidade análogo ao enunciado no subcapítulo 2.1.4. *Controlo de qualidade*.

No decorrer dos trabalhos, ficaram bem patentes os efeitos secundários que a injeção de calda assume, assistindo-se a algumas deformações no maciço, devido às pressões induzidas no solo. Este problema foi colmatado com a alteração do faseamento de trabalhos, não se aplicando com tanta frequência o jet na zona Sul, zona que inicialmente não se encontrava

confinada por *big bags* de apoio à contenção do muro de gabiões, de modo a permitir que o terreno pudesse dispor de um intervalo mínimo para acomodar as pressões induzidas pela realização das colunas. Visto que apesar das medidas adoptadas, ainda se verificavam algumas deformações, e que o intervalo necessário consumia algum tempo ao programa de trabalhos da obra, decidiu-se colocar *big bags* na zona Sul aumentando a segurança de todas as estruturas e infra-estruturas adjacentes ao perímetro da obra e permitindo a celeridade dos trabalhos de injeção na zona em causa.

Importa referir a extrema importância das colunas de teste para o controlo e aferição de todos os parâmetros já enunciados anteriormente, e que não menos importante é o controlo sistemático do refluxo durante a realização das colunas definitivas.

Com a realização das colunas teste, comprovou-se que o diâmetro das colunas executadas aumenta com o acréscimo da pressão de injeção.

O jet grouting funciona como um elemento que incrementa a resistência ao corte da superfície de deslizamento, transmitindo ainda as cargas provenientes do muro de betão armado para o solo consolidado. É assim responsável pela estabilização, através do efeito de costura da massa de solo instável, aumentando a resistência do solo e actuando na contenção lateral do solo (aterro e terreno natural) com o auxílio das microestacas aplicadas no seu interior, ampliando assim o seu desempenho quanto à flexão e tracção.

3.6. Muro de betão armado

O muro em “L” de betão armado suporta a zona superficial do aterro e conseqüentemente toda a plataforma da auto-estrada. Devido às suas funções, vitais para o bom funcionamento dos objectivos propostos, vai ser descrito todo o seu procedimento construtivo, bem como as alterações realizadas.

3.6.1. Equipamentos e materiais

Os materiais utilizados na execução do muro de betão armado foram o betão C30/37 com classe de exposição XC2 (Húmido: raramente seco) e o aço A500NR SD.

Quanto aos principais equipamentos empregues em obra, foi utilizada uma auto-bomba e respectivos camiões betoneira, uma grua móvel de pequenas dimensões e cofragem modulada do tipo *Frami 270*. Este tipo de cofragem, com perfis ocós de aço resistentes à torção, é indicado para cofragens rápidas sem reforços adicionais e é de rápida aplicação, devido aos painéis leves e fáceis de manobrar.



Figura 3.44 – Camião betoneira (esquerda) e auto bomba (direita).



Figura 3.45 – Grua móvel (esquerda) e cofragem *Frami 270* (direita).

3.6.2. Execução

Numa primeira fase procedeu-se à execução da base do muro de betão armado, que funciona como sapata do muro e encabeçamento de microestacas. Esta fase contemplou a montagem de armaduras, segundo o projecto de execução, cofragem e posterior betonagem. O facto de não se ter conseguido a homogeneidade relativamente ao posicionamento das microestacas inclinadas, devido aos factores já mencionados, culminou com a adopção de uma sapata com largura, e conseqüente altura, variáveis. O objectivo desta vicissitude prendeu-se essencialmente com a necessidade de garantir um recobrimento mínimo da microestaca de 0,20m. Deste modo obtiveram-se 2 tipos de sapatas, presentes em vários troços do muro (ver anexo B). O recobrimento mínimo das armaduras estabelecido foi de 4,0 cm para faces em contacto com o terreno e 3,5 cm nos restantes casos.



Figura 3.46 – Pormenor da variação de largura da sapata e de disposição dos varões.

Note-se ainda que a execução da sapata, devidamente fundada sobre as microestacas e as colunas de jet grouting, abrangeu a colocação de negativos para eventual realização posterior de ancoragens definitivas de reforço e compreendeu a instalação de calhas inclinométricas, de modo a permitir o seu prolongamento até à superfície da plataforma definitiva. Relativamente à betonagem da sapata do muro de betão armado, esta foi realizada de forma contínua.



Figura 3.47 – Pormenor da instalação de calha inclinométrica e de negativos para ancoragens.

Terminada a betonagem da sapata, procedeu-se à colocação das armaduras no muro. Definiu-se em projecto a adopção de duas juntas de dilatação, afastadas 29,0m (fig. 3.48), com dente para controlo de deformações diferenciais.



Figura 3.48 – Pormenor da junta de dilatação.

Terminada a colocação da armadura, procedeu-se à cofragem e subsequente betonagem, composta por 4 fases. Este processo consistiu numa primeira fase, na cofragem e betonagem dos topos norte e sul, na parte inferior do muro (delimitadas pelas juntas de dilatação), seguida da fase de betonagem da parte superior do muro, após a cura da parte inferior.



Figura 3.49 – 1ª e 2ª fase de betonagem do muro de betão armado.

A 3ª e 4ª fase compreenderam a betonagem da parte central do muro, primeiro a parte inferior e posteriormente a superior, à semelhança das duas primeiras fases.

Na figura 3.50 apresenta-se a configuração final do muro em “L” de betão armado.



Figura 3.50 – Pormenor da base (esquerda) e aspecto final do muro (direita).

3.6.3. Análise crítica

Realizando uma apreciação desde o início de todo o processo construtivo do muro de betão armado, inicia-se naturalmente pelas disposições construtivas gerais das armaduras.

O emprego das armaduras (principais e secundárias) na obra esteve de acordo com o estabelecido no projecto de execução. Note-se que, enquanto as armaduras principais asseguram a resistência do elemento estrutural, relativamente aos esforços de dimensionamento, as armaduras secundárias garantem o bom funcionamento das armaduras principais, ajudam a rigidificar as malhas de armaduras e controlam a fendilhação localizada. A armadura horizontal (fig. 3.51) é bastante importante para controlar a fendilhação do muro, pelo facto da sua base (betonada numa primeira fase) constituir um impedimento ao livre encurtamento do mesmo por efeito da retracção e temperatura.

O recobrimento de armaduras foi outro parâmetro destacado pelo projectista e fiscalizado em obra, pois um correcto recobrimento confere protecção contra a entrada de agentes nocivos e conseqüentemente contra a corrosão das armaduras.

A distância livre entre armaduras foi suficiente para proporcionar uma betonagem em boas condições, assegurando as condições necessárias para uma boa aderência aço-betão. Na execução das armaduras, teve que se recorrer à realização de emendas dos varões por sobreposição, que satisfizeram algumas condições básicas, tais como consideração pelo comprimento de emenda mínimo, aplicação as emendas em zonas de menores esforços, e procura em manter a simetria.



Figura 3.51 – Pormenor de emendas de armaduras.

A adopção de juntas de dilatação visa essencialmente a desvalorização dos efeitos das variações térmicas uniformes, associadas a variações sazonais de temperatura em relação à temperatura média anual do local em causa. Deste modo, as dimensões dos painéis do muro ficam limitadas, diminuindo a concentração de tensões em função das deformações intrínsecas do mesmo. A criação de juntas de dilatação também foi relevante para dissociar a betonagem

em várias fases, permitindo assim aumentar o desempenho da mesma e criar condições de betonagem ideais.

3.7. Drenagem

A existência de uma toalha freática no maciço suportado é altamente desfavorável, uma vez que agrava substancialmente o impulso total. Muitos acidentes envolvendo muros de suporte estão, aliás, relacionados com a acumulação de água no solo contido associado a um deficiente desempenho dos sistemas de drenagem [52]. Para combater este problema, foram executados alguns sistemas de drenagem adequados para a estrutura e tipo de solo em causa.

De modo a diminuir o efeito instabilizador provocado pela existência de água no aterro, foram definidas as soluções de drenagem presentes na figura 3.52.

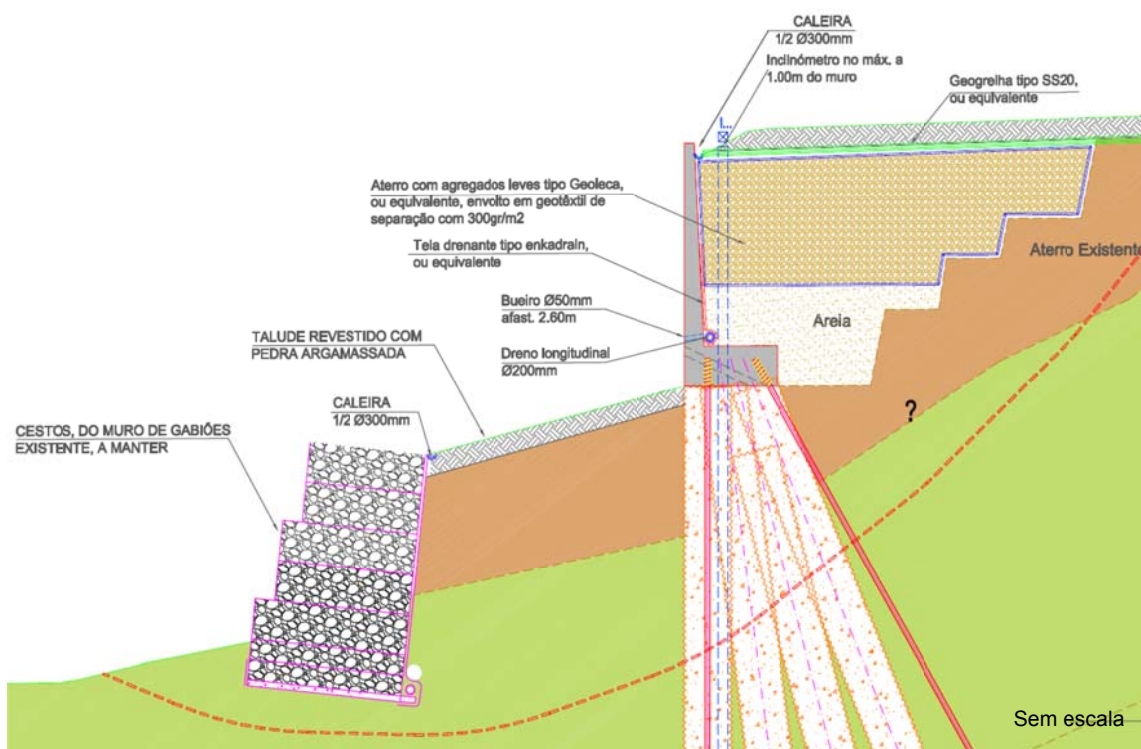


Figura 3.52 – Soluções de drenagem definidas em projecto [3].

3.7.1. Execução

De seguida vão ser evidenciadas individualmente todas as técnicas de drenagem apresentadas.

Foram colocados bueiros com 50mm de diâmetro afastados 2,60m. Os bueiros foram introduzidos na fase anterior à betonagem do muro de betão armado, ficando intrínsecos à estrutura de suporte.



Figura 3.53 – Pormenor de bueiro na fase anterior (esquerda) e posterior (direita) à betonagem do muro.

A tela drenante *enkadrain* foi aplicada no tardo do muro de betão armado, até uma cota ligeiramente superior à definida para a posterior colocação do material de aterro composto por areia.



Figura 3.54- Imagens da constituição (esquerda) e aplicação da tela drenante (direita) *enkadrain*.

O dreno longitudinal é constituído por um tubo com 200 mm de diâmetro, furado na zona superior (fig. 3.55), e funciona como caleira na zona inferior, conduzindo a água por gravidade para o exterior do muro. Foi envolvido por material de filtro constituído por geotêxtil, para impedir a colmatção e o arraste de partículas sólidas. O dreno longitudinal encontra-se a tardo do muro, na base do mesmo, em contacto com a tela drenante.



Figura 3.55 – Pormenor do tubo drenante (esquerda) e da disposição do mesmo (direita).

Foi utilizado geotêxtil não tecido, em polipropileno, com 300gr/m², na separação da geoleca dos restantes materiais de aterro utilizados, criando-se assim uma “almofada drenante” de geoleca, como é designado vulgarmente.



Figura 3.56 – Geotêxtil de separação do material de aterro.

Foram colocadas duas caleiras com o objectivo de intersectar e desviar as águas superficiais, de forma a reduzir o volume de água infiltrada. Estas caleiras localizam-se na berma da plataforma da auto-estrada e na base do muro de betão armado.



Figura 3.57 – Caleira da base do talude

Aplicou-se uma tela de polietileno de alta densidade (PEAD) sob a máscara drenante, com 2 mm de espessura. A máscara drenante, em pedra arrumada, dispõe de uma espessura com aproximadamente 40cm. As pedras funcionam por gravidade e ajudam a conter a tela PEAD, que forma uma camada impermeável à infiltração das águas superficiais.



Figura 3.58 – Pormenor da tela PEAD (esquerda) e vista geral da pedra arrumada sobre o talude (direita).

3.7.2. Análise crítica

A aplicação de bueiros facilita a drenagem e aumenta o desempenho do tubo drenante. É utilizado quando não existe qualquer inconveniente relativamente à drenagem de água ser escoada para a frente do muro, como é o caso. A escolha do diâmetro e afastamento dos bueiros teve em conta a necessidade de escoar o caudal que aflui à estrutura.

A tela drenante utilizada é constituída por multi-camadas, combinando um núcleo de polietileno de alta densidade com geotêxtil. A tela em causa possui mecanismos para a drenagem vertical de humidade e filtragem de partículas do solo, aliviando a pressão hidrostática. Este tipo de telas é projectado para suportar as operações de enchimento e compactação, utilizando-se na obra em causa a opção placa rígida, pois a superfície de contacto do geocomposto é rígida (muro de betão armado). A falta de experiência, por parte das empresas de construção, na utilização deste tipo de telas, levou à incorrecta aplicação da mesma (fig. 3.54), ou seja, a face rígida não ficou em contacto com o muro e consequentemente o geotêxtil de protecção constituinte da tela não ficou em proximidade com o material de aterro.

Na figura 3.59 encontra-se representado, de forma exemplar, o mecanismo de captação de água, da disposição tela drenante/ tubo drenante/ geotêxtil, num aterro de solo granular fino. Também se pode concluir, observando a imagem, que a constituição do aterro por areia confere-lhe características permeáveis e facilita a drenagem pelo sistema apresentado.

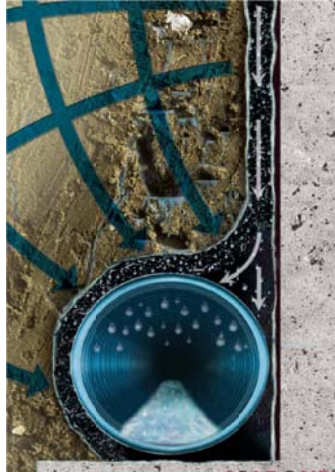


Figura 3.59 – Mecanismo de captação de água da disposição tela drenante/tubo drenante/geotêxtil.

Por último, a utilização da tela PEAD deu-se devido à sua grande flexibilidade, impermeabilidade e resistência à tracção, permitindo uma excelente eficiência no transporte de água para a caleira aplicada na sua base (fig. 3.58).

3.8. Aterro e reposição do pavimento

Este subcapítulo retrata a fase final da obra, correspondendo à execução do aterro e da plataforma da auto-estrada e consequente abertura da faixa de rodagem.

3.8.1. Equipamentos e materiais

Os materiais de aterro utilizados foram a geoleca e o material granular fino (areia), proveniente dos *big bags*.

A Leca (Lightweight expanded aggregate) é um produto resultante do fabrico de argila expandida. A argila expandida é o resultado da introdução de argila pura seleccionada em fornos rotativos, a temperaturas elevadas, onde se dá a sua expansão controlada. Deste processo resulta a formação de grânulos que, no seu interior, contém milhares de micro poros fechados, contendo ar, conferindo ao material leveza e isolamento térmico.

Embora já referido no subcapítulo 3.7 *Drenagem*, importa sublinhar que foi empregue geotêxtil de separação, não tecido e em polipropileno, com 300gr/m², em toda a envolvente do material geoleca.

Aplicou-se ainda uma geogrelha biaxial tipo SS20 com o objectivo de limitar os assentamentos diferenciais entre a zona de intervenção e as zonas anexas.



Figura 3.60 – Material constituinte da geoleca (esquerda) e da geogrelha biaxial tipo SS20 (direita).

Para a correcta implementação dos materiais enunciados, foi utilizado uma grua móvel *Liebherr LTM 1160-5.1*, idêntica à utilizada na colocação dos *big bags* na base do muro de gabiões, uma escavadora hidráulica de rastros *JCB JS240* e um compactador articulado *HAMM HD 12 VV*.



Figura 3.61 - Escavadora *JCB JS240* (esquerda) compactador *HAMM HD 12 VV* (direita).

Depois de concluído o aterro, procedeu-se à reposição do pavimento da auto-estrada. Os materiais utilizados para o efeito encontram-se descritos, sequencialmente, de baixo para cima no seguinte corte transversal (fig. 3.62).

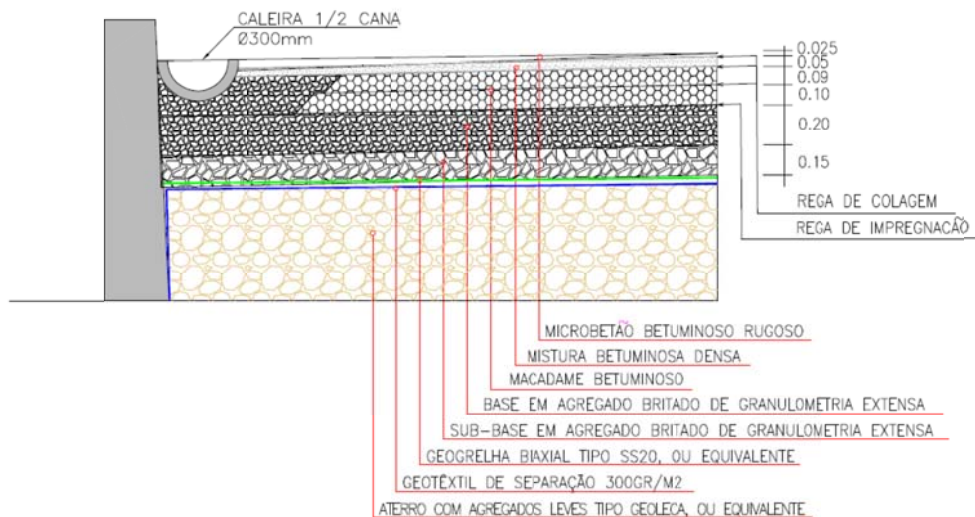


Figura 3.62 – Corte transversal (ilustração) do pavimento aplicado.

Para a execução do pavimento, foram utilizados diversos equipamentos, tais como uma motoniveladora *CAT 12 K*, compactador articulado *HAMM HD 75*, compactador de pneus *CAT PS-360C.*, pavimentadora de lagartas *VOGUELE 1800-2*, cisterna de emulsões/betume *JTI* e veículos pesados de transporte.



Figura 3.63 – Motoniveladora *CAT 12 K* (esquerda) e cisterna de emulsões/ betume *JTI* (direita).



Figura 3.64 - Pavimentadora de lagartas *VOGUELE 1800-2* e compactador de pneus *CAT PS-360C*.

3.8.2. Execução

Numa primeira fase, retiraram-se os *big bags* da base do muro de gabiões ainda existente e despejou-se o seu conteúdo no tardo do muro de betão armado, devidamente compactado.



Figura 3.65 – Trabalhos de despejo dos *big bags* (esquerda) e de compactação (direita).

Depois de concluída a compactação da areia, prosseguiu-se a realização do aterro, com agregados leves do tipo geoleca, devidamente compactado e envolto em geotêxtil de separação, não tecido e em polipropileno, com 300gr/m².

Terminados os trabalhos de aterro e do envolvimento do mesmo, na zona superior, com geotêxtil, procedeu-se à colocação de uma geogrelha biaxial em polipropileno tipo SS20, imediatamente sob a base da caixa do pavimento.



Figura 3.66 – Execução do aterro com geoleca (esquerda) e aplicação da geogrelha biaxial (direita).

Após a aplicação da geogrelha, empregou-se a camada de sub-base e base (agregado britado de granulometria extensa) assente sobre o aterro. Na realização desta tarefa utilizou-se uma niveladora, constituída por uma lâmina metálica com a função de distribuir uniformemente o agregado britado de granulometria extensa (*tout-venant*), deixando a superfície plana.



Figura 3.67 – Execução da distribuição e nivelamento do agregado britado.

Depois da distribuição uniforme do *tout-venant*, usou-se o compactador articulado para comprimir o agregado britado, do exterior para o interior, impedindo assim que este se deslocasse para o exterior. Nas operações de compactação as camadas de brita sofrem um recalçamento da ordem de um quarto da sua altura. Este trabalho de distribuição e compactação, foi alvo de rega constante, de modo a não existir uma separação de finos e material granular.

Aplicou-se depois a rega de impregnação, constituída por uma emulsão betuminosa relativamente fluida, que tem como finalidade preencher os vazios do *tout-venant*.

Findada a rega de impregnação, aplicou-se o macadame betuminoso, recorrendo à pavimentadora de lagartas já enunciada. Aplicado o macadame, procedeu-se à compactação por intermédio do compactador de rodas, seguido do compactador articulado, de modo a uniformizar toda a área onde foi aplicado o macadame betuminoso.



Figura 3.68 – Aplicação do macadame betuminoso e posterior compactação.

De seguida aplicou-se a rega de colagem, emulsão betuminosa relativamente densa e que como o nome indica serve de colagem entre as várias camadas.

A aplicação da mistura betuminosa densa (camada de regularização) e do microbetão betuminoso denso (camada de desgaste) foi em tudo semelhante à execução do macadame betuminoso, pela respectiva ordem, como se pode observar na figura 3.62.

3.8.3. Análise Crítica

A aplicação de geoleca apresenta diversas vantagens. Devido ao seu baixo peso volúmico (cerca de um terço do peso volúmico de uma camada normal de aterro), torna-se mais fácil de movimentar, aligeira as cargas no solo e no muro de contenção, e qualquer assentamento do solo em resposta às cargas aplicadas é minimizado. A geoleca possui ainda uma excelente capacidade drenante e as pressões aplicadas no muro de contenção são reduzidas, uma vez que esta minimiza a tensão vertical e a tensão horizontal aplicada nas paredes.

A aplicação do geotêxtil envolto na geoleca confere-lhe funções resistentes, de drenagem e de separação ao nível do contacto areia/geoleca. A sua utilização evita assim a contaminação da geoleca por finos, melhorando a eficiência da mesma.

A Geogrelha biaxial tipo SS 20 desempenha a função de estabilização e reforço da Geoleca, limitando a mobilização de assentamentos diferenciais e reduzindo a camada base de regularização do pavimento.

De modo a limitar a mobilização de assentamentos, teria sido desejável a remoção de toda a plataforma do troço da faixa de rodagem onde decorreram os trabalhos de estabilização, o que não aconteceu, como se pode observar na figura 3.69. Para além desta medida uniformizar todo o pavimento nessa zona, resistindo com mais eficácia a todo o tipo de cargas, era também condicionada a entrada de água entre a junção do pavimento antigo e o novo.



Figura 3.69 – Remoção parcial da faixa de rodagem na zona dos trabalhos de estabilização.

A camada de sub-base e base funcionam como elemento estrutural do pavimento, ajudando a distribuir para o aterro todas as cargas aplicadas. Outra função destas camadas prende-se com a drenagem, ajudando a proteger as camadas superiores da água capilar.

O macadame betuminoso apresenta um excelente comportamento às deformações permanentes e uma elevada resistência à fadiga. Apresenta uma espessura maior pois é um material mais económico.

A mistura betuminosa densa suporta, redistribui e transfere para as camadas inferiores as tensões transmitidas ao nível da camada de desgaste.

O microbetão betuminoso rugoso (camada de desgaste) possui essencialmente funções de drenagem e impermeabilização das camadas inferiores, bem como de distribuição das tensões induzidas pelo tráfego [54].

Destaque-se ainda o processo de compactação de cada camada. O processo de compactação é essencial para aumentar a sua capacidade de resistência à carga, evitar o assentamento do solo e eventuais danos por congelamento, aumentar a estabilidade, reduzir infiltração de água, dilatação e contracção e reduzir a sedimentação do solo [55]. Para a execução de uma correcta compactação, foram utilizados o compactador de pneus e o compactador articulado. O compactador de pneus apresenta um excelente desempenho no trabalho de compactação em reduzido número de passadas e combina a força vertical do seu alto peso estático com as forças horizontais típicas da característica de “esmagamento” resultante da deformação de pneus [56]. Para melhor cobertura do terreno a ser compactado, as rodas dos eixos são desencontradas no seu alinhamento, de maneira que as do eixo traseiro correm nos espaços deixados pelas dianteiras.

O compactador articulado apresenta dois rolos de aço e é usado após a utilização do compactador de pneus. A sua principal função assenta na melhoria da impermeabilização da camada em causa e na uniformização da mesma.

4. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO (PIO)

O plano de instrumentação e observação (PIO) encontra-se vocacionado para a prevenção e para a gestão de riscos de obras com forte componente geotécnica, tendo como objectivo garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos às intervenções realizadas, assim como a análise do comportamento das estruturas e das infra-estruturas vizinhas durante e após a execução da obra. Portanto, o PIO foi definido a partir da análise dos principais condicionamentos considerados e que, com maior probabilidade, poderiam vir a afectar a intervenção. A análise destes condicionamentos possibilitou assim a quantificação dos principais riscos associados à execução dos trabalhos.

Perante os fundamentos anunciados foram efectuadas medições, durante e após os trabalhos relativos à realização da solução adoptada, das seguintes grandezas, com recurso a determinados instrumentos:

- Deslocamentos horizontais e verticais das habitações adjacentes e do muro de gabiões, por intermédio de alvos topográficos (15 unidades);
- Deslocamentos horizontais no interior do maciço a conter, com recurso a inclinómetros (2 unidades);
- Deslocamentos horizontais e verticais do muro de contenção, com recurso a clinómetros (4 unidades);
- Deslocamentos verticais da superfície da plataforma da auto-estrada utilizando marcas topográficas (11 unidades)
- Deslocamentos horizontais e verticais das habitações adjacentes, recorrendo a fissurómetros (3 unidades).

A localização proposta para os aparelhos e dispositivos de medição foi definida nas peças desenhadas do projecto de execução, embora tenha sofrido naturais reformulações no decorrer da obra, em função da análise dos pressupostos de base e da evolução do comportamento das estruturas instrumentadas. Os conjuntos de aparelhos instalados foram lidos, durante a execução dos trabalhos, cerca de duas vezes por semana.

Importa referir a existência de um plano de instrumentação e observação (PIO), iniciado em 2009. A adopção deste plano foi motivado pelo aparecimento de pequenas fissuras na berma direita da faixa de rodagem (sentido Norte-Sul) devido a uma movimentação vertical da mesma e tinha como objectivo monitorizar as deformações ocorridas. Este PIO foi abandonado aquando da ocorrência do escorregamento em 9 de Fevereiro de 2010.

4.1. Alvos topográficos

A instalação de alvos foi efectuada por colagem e/ou selagem de placas metálicas planas, onde os alvos foram colocados previamente. A orientação dos alvos foi realizada de modo a

facilitar a pontaria do equipamento topográfico e, conseqüentemente, reduzir os erros (1 mm na direcção horizontal e de 0,5mm na direcção vertical). As medições trigonométricas absolutas previstas, foram executadas utilizando uma estação total *Leica TCA 1800*, com hardware e software indicados para o efeito. Note-se que os pontos de referência, de apoio à execução das leituras, estavam localizados em zonas fora da área de influência da obra.

Os alvos utilizados foram do tipo prisma de reflexão total, com o intuito de compensar a distância a que os mesmos se localizavam dos pontos de leitura e permitindo igualmente o encurtamento do tempo associado a cada campanha de leituras.



Figura 4.1 – Estação total *Leica TCA 1800* e alvo topográfico tipo prisma reflexão total.

Foram instalados 15 alvos topográficos nas habitações adjacentes à obra e no muro de gabiões existente, durante a execução dos trabalhos, dispostos da seguinte forma:

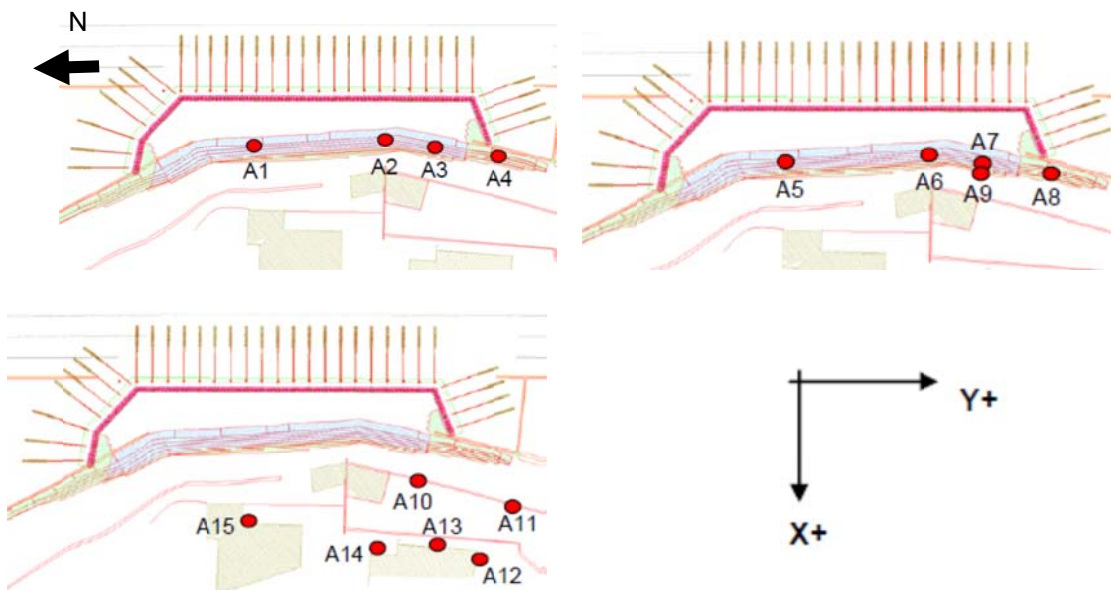


Figura 4.2 – Localização aproximada dos alvos topográficos.

Finalizada a execução do muro de betão armado, foram colocados 4 clinómetros na parte superior do mesmo e abandonada a leitura dos restantes alvos.



Figura 4.3 - Base de um clinómetro instalado no muro em “L” de betão armado.

4.1.1. Leituras

Apesar de terem sido colocados inúmeros alvos no muro de gabiões, convém referir que a leitura dos mesmos está sempre inerente a muitos erros, contudo é uma boa referência para a percepção das perturbações provocadas no solo, essencialmente pela execução das colunas de jet grouting.

Os erros de leitura dos referidos alvos estão associados à enorme flexibilidade que o muro apresenta, aos movimentos que as pedras constituintes do mesmo podem sofrer e devido à colagem das placas metálicas ser realizada nas referidas pedras, em que a livre agitação das mesmas provoca um movimento das placas originando valores pouco precisos.

De modo a tentar corrigir ligeiramente os erros, devido aos factores referidos, procedeu-se à criação de uma superfície plana utilizando-se cimento (figura 4.4).



Figura 4.4 – Pormenor da localização dos alvos em superfícies distintas do muro de gabiões.

Note-se que existência de um maior número de alvos na zona sul do muro de gabiões era justificada por este não conter *big bags* inicialmente, sendo necessário um maior rigor nas medições dos deslocamentos.

De seguida apresentam-se os deslocamentos obtidos no período de maior intensidade na aplicação de jet grouting, nos alvos A1 a A4

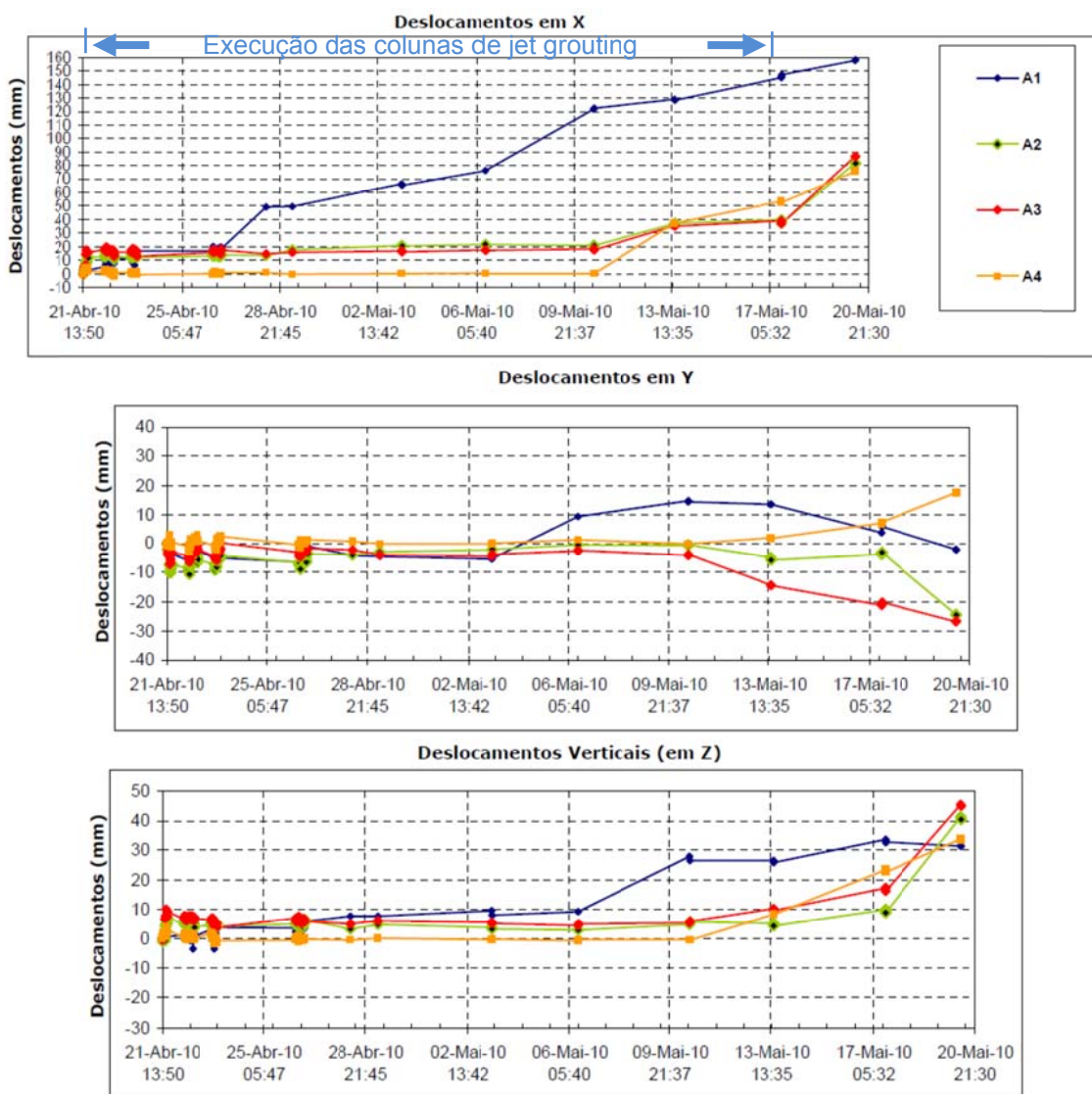


Figura 4.5 - Deslocamentos horizontais (X,Y) e verticais (Z) dos alvos A1 a A4.

A aplicação de jet grouting com maior intensidade na zona Norte, no início de Maio, devido à preocupação de manter em repouso durante um determinado período, o solo da zona Sul, onde se aplicaram posteriormente os *big bags*, culminou num aumento sucessivo do deslocamento na direcção x do alvo A1.

Também nos deslocamentos em x, pode observar-se que a partir de 10 de Maio houve um aumento significativo de movimentos nos restantes alvos. Este aumento surgiu da necessidade

em aumentar o rendimento dos trabalhos de execução de jet grouting na zona sul, agora já com os *big bags* colocados.

Note-se ainda que ambos os alvos sofreram deslocamentos positivos, empolamentos, na direcção z, previsíveis devido à injeção de calda de cimento no solo.

Mais uma vez realça-se o pouco rigor que os alvos colocados no muro de gabiões transmitem, não deixando contudo de servir como mais uma referência e apoio para a percepção dos deslocamentos em toda a envolvente à obra.

De seguida apresentam-se os gráficos relativos aos deslocamentos, no mesmo período de tempo, dos alvos A10 ao A15, localizados nas habitações contíguas à obra.

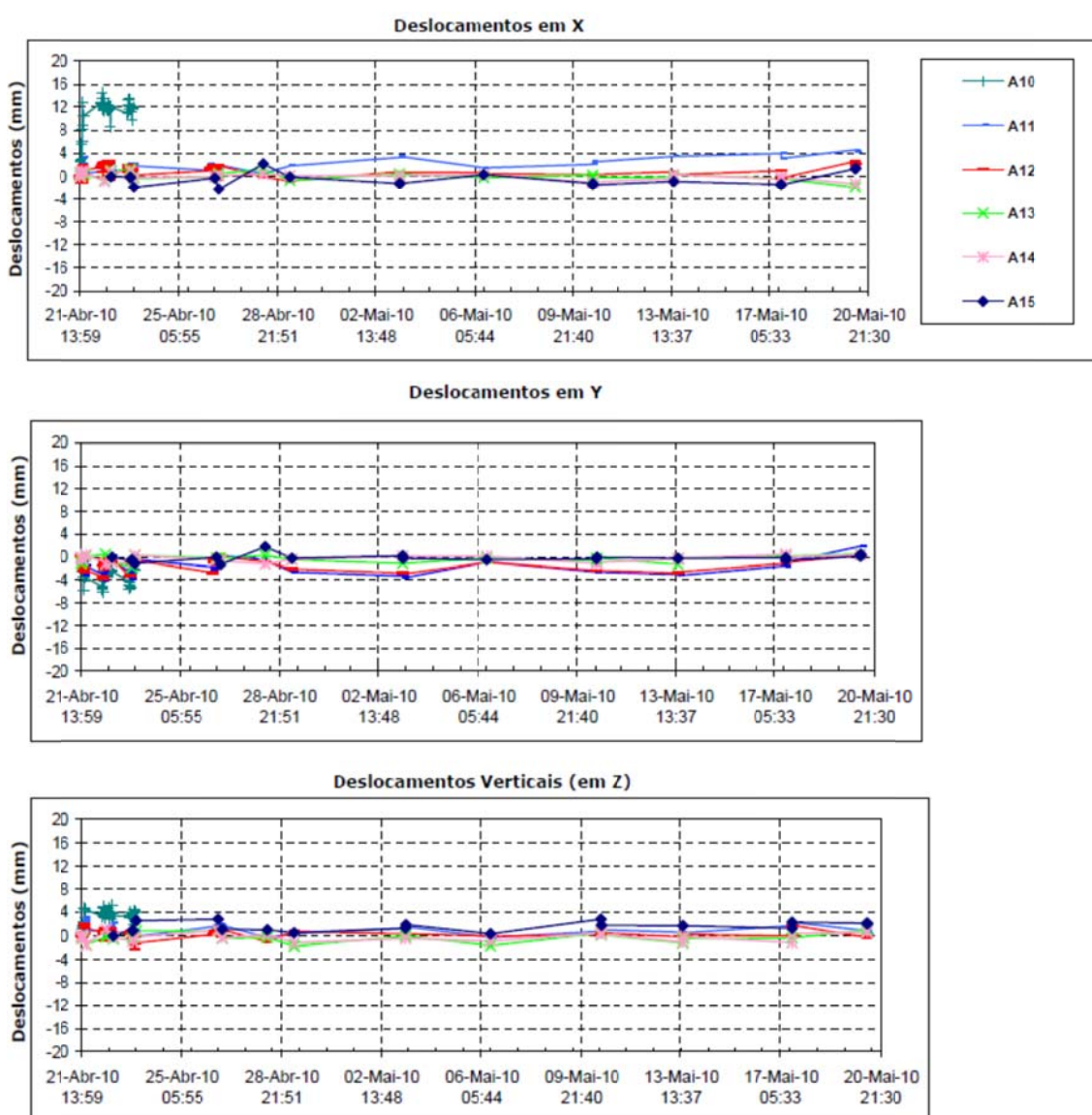


Figura 4.6 – Deslocamentos horizontais (X,Y) e verticais (Z) dos alvos A10 a A15.

A deterioração e falta de estabilidade de parte do muro onde se encontrava posicionado o alvo A10, levou à obtenção de valores incoerentes e posterior remoção do mesmo.

O Alvo A11 registou a maior amplitude de deslocamentos. Estes valores justificam-se devido à sua localização, situado no mesmo muro que o Alvo A10, embora numa zona em que este não apresentava vestígios de deterioração.

Verifica-se que os deslocamentos não foram considerados significativos, não possuindo o local instrumentado influência preocupante para a segurança da obra e das habitações.

4.2. Fissurómetros

Os fissurómetros são aparelhos de medição que têm como função medir o deslocamento (no plano) de determinada fissura, ao longo do tempo.

Foram colocados 3 fissurómetros nas fissuras, das habitações circundantes, mais susceptíveis a dilatarem. A aplicação dos fissurómetros teve como principal objectivo auxiliar e comprovar os valores obtidos nas leituras dos alvos topográficos.



Figura 4.7 – Fissurómetros F2 (esquerda) e F3 (direita)

4.2.1. Leituras

Os fissurómetros aplicados não foram alvo de uma monitorização rígida. Com a realização de trabalhos de jet grouting nas proximidades da garagem a Sul, verificou-se que o fissurómetro F2, instalado no interior da casa situada a Sul registou uma movimentação considerável, saindo de campo de leitura (abertura da fissura superior a 20 mm). O fissurómetro F3 instalado na garagem do lado Norte não registou evolução significativa.

4.3. Marcas topográficas

As marcas topográficas, usadas na medição da cota da superfície dos pavimentos, foram seladas directamente na plataforma da auto-estrada, possuindo na sua extremidade superior um suporte de mira protegido com uma tampa de protecção.



Figura 4.8 – Imagem de uma marca de superfície aplicada no pavimento.

As cotas foram referenciadas a pontos fixos, ou a pontos suficientemente afastados da obra, que possam ser considerados como efectivamente fixos. Dentro das condições normais de operação, o erro associado à leitura das marcas foi de + 0.5 mm.

Durante a execução dos trabalhos instalaram-se 11 marcas de superfície na berma esquerda da faixa de rodagem (sentido Norte-Sul), 5 centradas na zona do escorregamento, espaçadas cerca de 10 m e as restantes espaçadas 20 m (3 para cada lado da zona escorregada). A figura seguinte ilustra a localização das marcas de superfície:

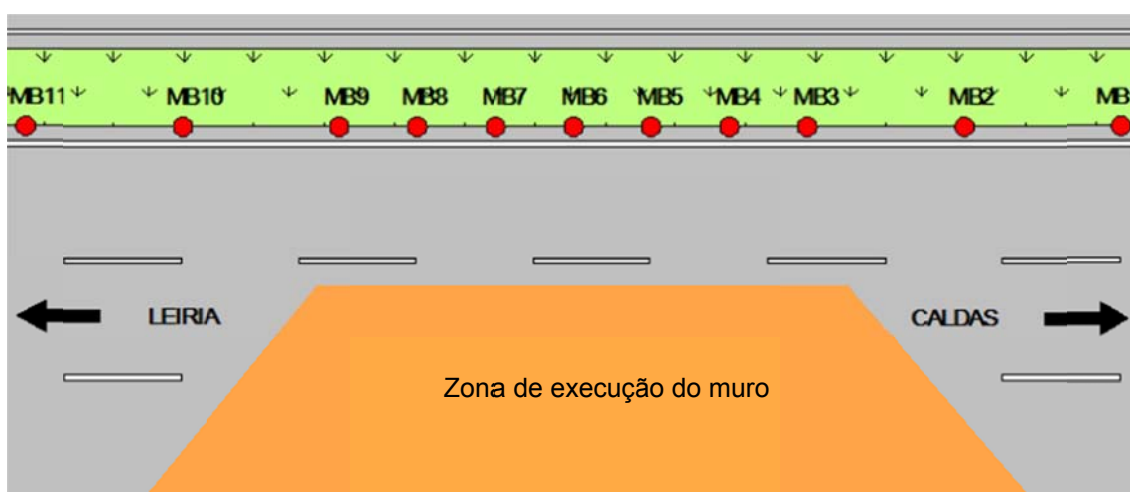


Figura 4.9 – Ilustração da localização das marcas de superfície, durante a execução dos trabalhos.

4.3.1. Leituras

De seguida apresentam-se dois gráficos com os deslocamentos ocorridos nas marcas de superfície ilustradas na figura 4.9, durante toda a fase de execução dos trabalhos (datas correspondentes ao ano de 2010).

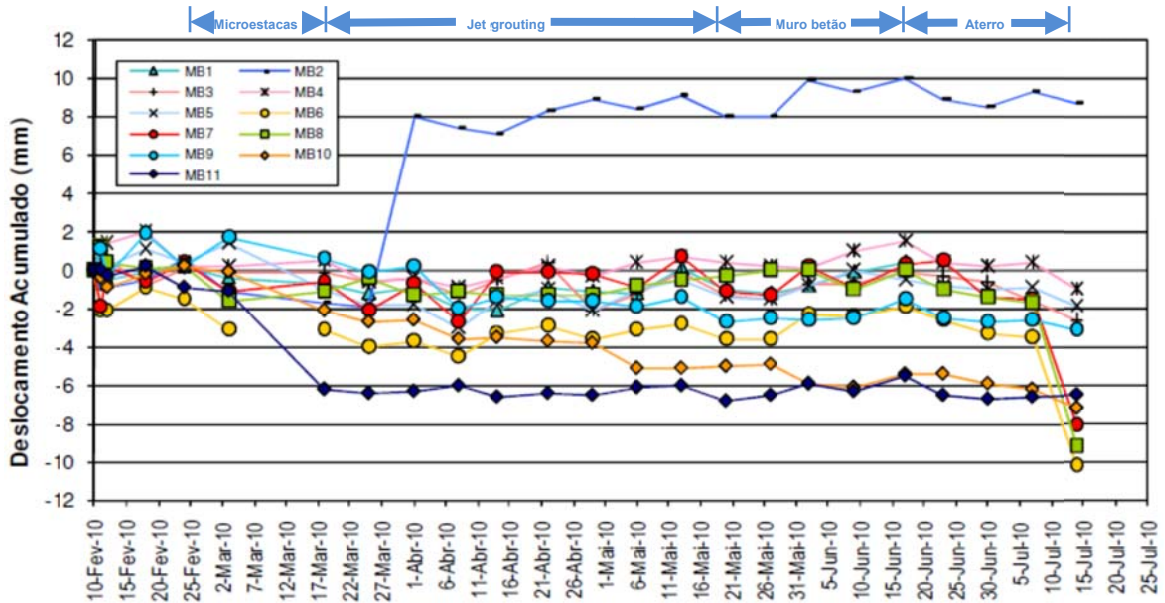


Figura 4.10 – Evolução no tempo dos deslocamentos das marcas de superfície.

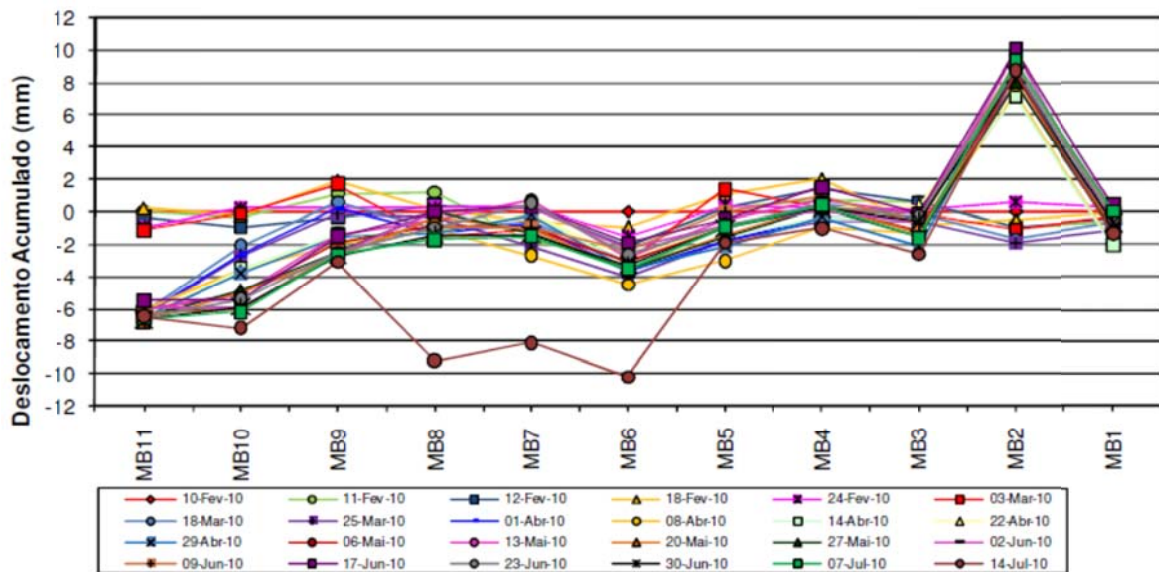


Figura 4.11 – Perfil longitudinal das marcas de superfície.

Nas leituras compreendidas entre 10 de Fevereiro e 2 de Março, foram observados deslocamentos situados entre os -3.2mm e +2.1 mm, muito embora na maioria dos casos se tenha observado assentamentos entre -0.2mm e -1.8mm. As leituras efectuadas revelaram oscilações, podendo estas ser fruto de movimentações de equipamentos, alguns pesados, que

se encontravam na zona de intervenção dos trabalhos de execução das microestacas inclinadas.

No período de 2 a 17 de Março verificou-se um aumento significativo dos deslocamentos nas marcas de superfície, particularmente na MB11. Este período corresponde à fase final da execução das microestacas e à escavação de parte do aterro instabilizado, de modo a preparar os trabalhos de aplicação de jet grouting.

De 17 de Março até 16 de Maio verificou-se que a maioria dos pontos instrumentados registou pequenos deslocamentos, quase todos positivos. Estes deslocamentos encontram-se associados essencialmente à execução do jet grouting.

A partir de 16 de Maio, fase correspondente à execução do muro "L" de betão armado e posteriormente do aterro e do pavimento da auto-estrada, foram observados assentamentos situados entre -10.0 mm e +1.7mm. Os deslocamentos mais significativos ocorreram nas marcas MB6 a MB8, que correspondem às marcas da zona central, onde o pavimento era mais estreito antes da realização da nova pavimentação. Estes assentamentos deverão encontrar-se associados principalmente à passagem de equipamentos por cima das marcas, durante a execução do pavimento da auto-estrada.

Verifica-se que os deslocamentos acumulados não foram considerados muito significativos, não possuindo o local instrumentado uma influência preocupante, resultante dos fenómenos de desconfinamento provocados pelo escorregamento e trabalhos de reparação. Os deslocamentos observados encontram-se, na sua maioria, associados aos fenómenos resultantes da execução dos vários processos construtivos utilizados durante toda a fase de execução da obra.

4.4. Inclínómetros

A medição de deslocamentos horizontais do maciço em profundidade e da contenção do aterro da auto-estrada será efectuada através da instalação de calhas inclinométricas.

O preenchimento entre as paredes dos furos e as calhas inclinométricas foi executado, com material de características deformacionais semelhantes às do terreno ou do betão envolvente. A selagem do ponto fixo na base do instrumento foi realizada a uma profundidade de aproximadamente 3,0m no substrato competente ($N_{SPT} > 60$ pancadas).

As calhas inclinométricas são em PVC-ABS Ø75mm, permitindo a passagem de um sensor deslizante (torpedo), dotado de pontos de referência (roletes) espaçados de 0,5 ou 1,0m. O torpedo contém dois sensores do tipo servo-acelerómetros montados com desfasamento de 90° (graus). Uma vez dentro do tubo-calha, a profundidade a que se encontra o torpedo é controlada por uma escala graduada de 0,50m e impressa no próprio cabo eléctrico que liga o

torpedo à caixa de leituras à superfície. O resultado obtido em cada leitura é a distância na horizontal entre os roletes de referência. Com este valor, para cada profundidade instrumentada é possível construir um gráfico profundidade/deslocamento horizontal das calhas em qualquer das duas direcções ortogonais.

Dentro das condições normais de operação, o erro de cálculo da deflexão estimado no topo de um tubo calha inclinométrica será, em geral, de aproximadamente de 1mm por cada 5m de tubo calha.

Os inclinómetros só puderam ser zerados após a execução do pavimento final, pelo que as respectivas leituras só terão início numa fase posterior à entrega da dissertação em causa.



Figura 4.12 – Torpedo e cabo eléctrico (esquerda) e aparelho de medição de deslocamentos (direita).

5. CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO

Os muros de suporte apresentam esta terminologia pelo facto da sua estrutura funcionar como um corpo rígido, não sendo a sua deformabilidade demasiado significativa. Possuem assim como principal objectivo o de suporte dos impulsos gerados pelo terreno sustentado.

O dimensionamento da estrutura de contenção e estabilização, bem como da fundação e das características do solo, foi realizado por intermédio do programa de cálculo automático PLAXIS Professional V.9.

A utilização deste programa possibilitou o cálculo das deformações e dos esforços da estrutura nas diferentes fases da obra, sendo uma ferramenta indispensável para o controlo eficaz do comportamento de toda a estrutura. A definição de todos os parâmetros intervenientes neste processo é um procedimento que exige alguma sensibilidade e experiência.

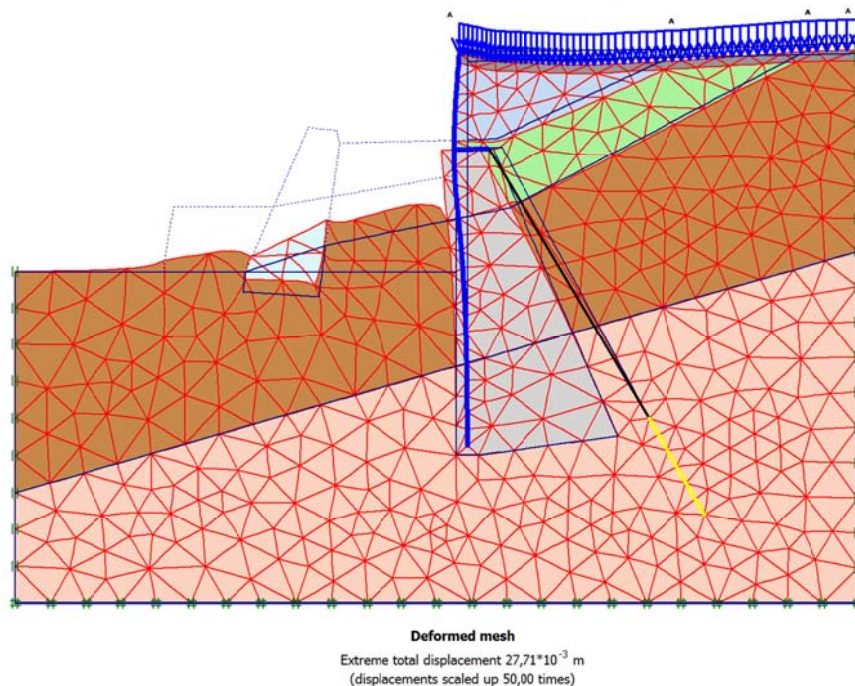


Figura 5.1- Malha de elementos finitos deformada, correspondente à fase final dos trabalhos.

Para uma compreensão dos modelos matemáticos e as técnicas de cálculo aplicadas no programa de cálculo automático referido, é essencial possuir algumas noções teóricas da mecânica de solos bem como da regulamentação em vigor.

Note-se que a utilização de teorias clássicas carece do rigor utilizado pelos cálculos computacionais muito complexos e teoricamente mais exactos do ponto de vista físico e matemático, embora a sua correcta aplicação se traduza em valores bastante semelhantes e correctos do ponto de vista do dimensionamento. O resultado final dos cálculos computacionais

depende essencialmente do rigor dos dados de entrada responsáveis pelo comportamento dos solos.

A teoria apresentada neste capítulo é fundamentada em Nuno Guerra [46], salvo raras excepções devidamente referenciadas.

5.1. Impulsos de terras

Um solo em repouso está sujeito a tensões correspondentes ao seu estado de tensão inicial. Assim, o estado de tensão num elemento de solo a uma profundidade h é caracterizado pelo facto de nas facetas horizontais a tensão tangencial ser nula. Deste modo, as tensões σ_v e σ_h , e considerando a superfície, são tensões principais. Admitindo pressões hidrostáticas, o valor da tensão vertical é conhecido e é dado por $\sigma_v = \gamma \times z$ em que γ é o peso específico do solo [KN/m^3] e z a profundidade do elemento [m]. Define-se assim coeficiente de impulso em repouso K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

A determinação de impulsos de terras para estados activos e/ou passivos pode ser realizada recorrendo a vários métodos, evidenciando-se na presente dissertação as soluções de Rankine e Coulomb, inseridas nos teoremas da análise limite e do equilíbrio limite, respectivamente.

Em ambas as teorias, obtém-se um valor mínimo da carga I (impulso activo) que deve estar aplicada ao terreno para que este esteja estável, pelo que, se valores inferiores a este forem aplicados, ocorre o colapso. De igual modo existe um valor máximo da carga I (impulso passivo) que pode ser aplicada ao terreno para que este permaneça estável, pelo que se valores superiores a este forem aplicados, ocorre o colapso.

No anexo C, explicita-se o modo de determinação de impulsos activos e passivos de solos em condições semelhantes à existente no muro em “L” de betão armado, ou seja, respondendo em condições drenadas, com superfície horizontal em paramento vertical.

5.1.1. Determinação de impulsos sobre muros em “L” de betão armado

As teorias acima descritas são as mais usuais na determinação de impulsos de terras. Os muros de suporte são habitualmente dimensionados para o impulso activo (o mínimo valor dos impulsos possíveis de mobilizar) e quando se utiliza o impulso passivo considera-se coeficientes de minoração com valor significativo (habitualmente da ordem de 3). Citando [52], este coeficiente pretende sobretudo ter em atenção que para a total mobilização dos impulsos passivos seria necessário que o muro sofresse deslocamentos elevados, indesejáveis, que perturbariam o funcionamento em serviço da estrutura. Admitindo-se que cerca de um terço do

impulso passivo se pode mobilizar reduz-se substancialmente o deslocamento que é necessário para mobilizar essa parcela de impulso passivo, ficando aquele deslocamento na mesma ordem de grandeza do que ocorre para a mobilização do impulso activo.

Sendo um muro dimensionado com determinada margem de segurança, é possível que numa situação de serviço nunca se chegue a verificar o impulso activo.

Os muros em “L” de betão armado podem ser facilmente calculados considerando a metodologia de Rankine. De acordo com a metodologia descrita, os impulsos sobre este tipo de estruturas são determinados assumindo que estes são aplicados num paramento imaginário, vertical, conforme indicado na figura 5.2.

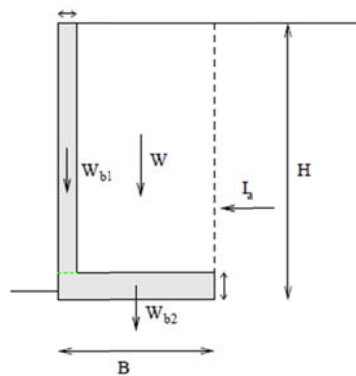


Figura 5.2 – Determinação de impulso activo sobre muro em “L” - teoria de Rankine.

Considere-se agora que a superfície que circunscreve o terreno susceptível a ser mobilizado não é vertical mas sim inclinada, com a inclinação indicada pela figura 5.3. Aplicando agora a teoria de Coulomb pode afirmar-se que num muro em “L” de betão armado os resultados obtidos são para as situações analisadas, bastante semelhantes.

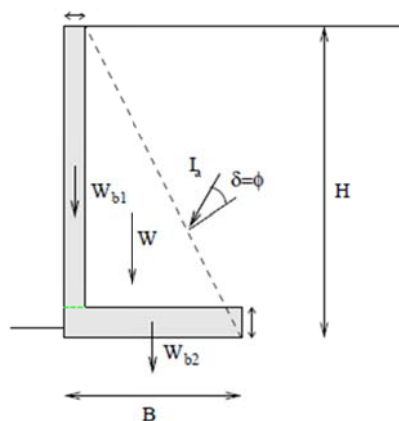


Figura 5.3 - Determinação de impulso sobre muro em “L” - teoria de Coulomb.

Apesar da cunha de solo representada acompanhar a estrutura de suporte, contribuindo directamente com o seu peso para a sua estabilidade parecer adequada, nada obriga, no entanto, a que essa cunha seja exactamente a que aí se encontra representada. Existe outras superfícies que se podem considerar correctas do ponto de vista do dimensionamento.

5.2. Verificação da segurança (Eurocódigo 7)

A verificação da segurança implica que as acções sejam inferiores à resistência, com uma margem adequada. A utilização do Eurocódigo 7 proporciona a adopção de uma margem apropriada, através da metodologia que recorre aos coeficientes de segurança parciais.

De acordo com esta metodologia, com base em coeficientes parciais que afectam (reduzem) os parâmetros de resistência e/ou, eventualmente, as próprias resistências, é determinada uma resistência de cálculo, R_d . De forma análoga, com base em coeficientes de segurança parciais que afectam (majoram) as acções, é determinada uma acção de cálculo, A_d . A segurança fica verificada se $A_d \leq R_d$.

5.2.1. Estados limites últimos

Transcrevendo a terminologia utilizada no eurocódigo 7, os estados limites últimos que interessa considerar para a disposição em análise têm a seguinte classificação:

- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influencia significativa na capacidade resistente - EQU;
- Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (incluindo por exemplo, sapatas, estacas ou muro de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente – STR;
- Rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente – GEO;

Conforme se referiu, a segurança é introduzida através de coeficientes parciais de segurança nas acções (A), majorando-as, e nas propriedades dos materiais (M) e resistências (R), minorando-as.

O eurocódigo 7 considera 3 tipos possíveis de metodologia de análises respectivamente designadas de abordagem de cálculo Tipo 1 (AC1), 2 e 3. A abordagem de cálculo que mais se

aproxima à metodologia habitualmente utilizada no nosso país é a abordagem de cálculo tipo 1 (AC1).

- AC1:
 - Combinação 1: $A1 + M1 + R1$
 - Combinação 2: $A2 + M2 + R1$
- AC2: $A1 + M1 + R2$
- AC3: $(A1 \text{ ou } A2) + M2 + R3$

Na abordagem de cálculo tipo 1 (AC1), a combinação 2 é normalmente condicionante quando o que está em causa é a verificação geotécnica (que implica a definição da geometria) e a combinação 1 quando o que está em causa é o dimensionamento estrutural.

Os valores dos coeficientes de segurança para os estados limite último geotécnico [GEO], estrutural [STR] e de equilíbrio [EQU] encontram-se no anexo B.

O dimensionamento de uma estrutura de contenção e estabilização com as características apresentadas requer determinadas verificações de segurança, em que a sua geometria é progressivamente modificada até se obter o nível de segurança pretendido. Na verificação da segurança devem ser considerados os seguintes estados limites últimos:

- Ruptura global segundo superfície envolvendo a totalidade do muro [GEO];
- Ruptura por deslizamento ao longo da base [GEO];
- Ruptura por derrubamento [EQU];
- Ruptura por mobilização da resistência do terreno de fundação [GEO];
- Ruptura estrutural do muro [STR].

5.2.2. Verificação da segurança em relação à ruptura global

Perante o problema em análise, trata-se sem dúvida da verificação mais importante a realizar.

O problema da segurança em relação à ruptura global é analisado como a verificação da segurança de um talude, tratando-se de uma verificação que envolve a zona da obra e a sua vizinhança e tem em atenção o efeito que a obra tem nesta mas equitativamente o efeito do meio envolvente no problema em estudo. A ruptura global caracteriza-se pela existência de uma superfície de rotura bem definida.

A análise desta problemática levou ao desenvolvimento de vários métodos analíticos de cálculo de estabilidade de taludes. Dos vários métodos o problema em causa vai ser analisado recorrendo ao método de Bishop, método simplificado do método das fatias, que recorre à análise por equilíbrio limite. Note-se que no equilíbrio limite, as equações de equilíbrio da estática são válidas até à iminência da ruptura, após este ponto o processo é dinâmico.

Conforme descrito em [57], a verificação da estabilidade global de taludes que incluam estruturas existentes, afectadas ou planeadas deve ser efectuada em relação a estados limites últimos (GEO e STR) com valores de cálculo das acções, das capacidades resistentes e dos parâmetros de resistência obtidos utilizando os coeficientes parciais de segurança.

Para a verificação da segurança utilizou-se a abordagem de cálculo 1 com a combinação 2, combinação condicionante quando o que está em causa é a verificação geotécnica.

AC 1 – combinação 2: A2+M2+R1

Em situações drenadas as tensões tangenciais dependem do valor da tensão normal transmitida em cada ponto da superfície circular, através da equação:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' = (\sigma - u) \tan \phi'$$

Sendo u a tensão intersticial e em que o valor de σ torna-se bastante difícil de determinar.

Assim, de modo a simplificar a determinação deste valor, recorre-se aos métodos das fatias, isto é, a métodos em que a massa potencialmente instável é dividida em fatias. Procedese, então ao estudo do equilíbrio das várias fatias e considera-se, finalmente, o somatório das contribuições das várias fatias, conforme ilustra a figura 5.4.

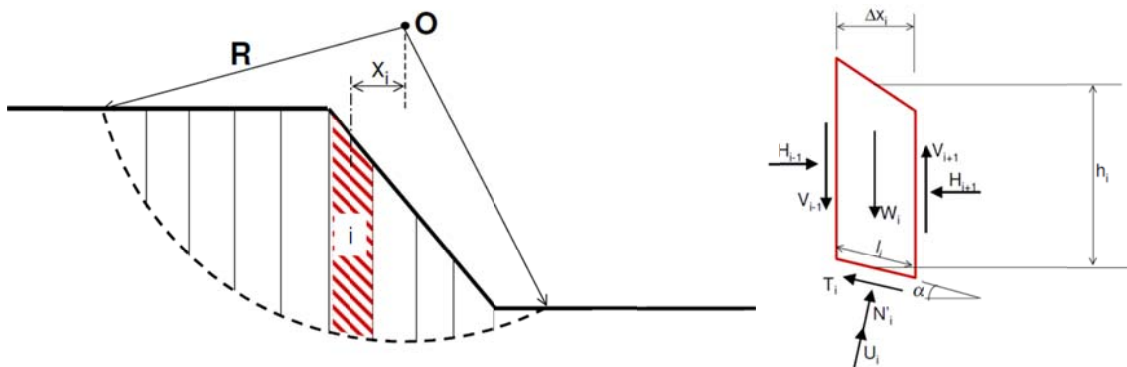


Figura 5.4 – Método das fatias [58].

W_i - Peso da fatia

U_i - Resultante das pressões da água (impulsão)

H_i, V_i - Forças de interação

l_i - Largura da fatia

h_i - Altura da fatia

T – resultante das tensões de corte da superfície de contacto da fatia com o maciço

N – normal à superfície de contacto da fatia com o maciço

Note -se que N é dado por:

$$N = N' + U = N' + ul$$



As forças W_i e U_i têm valor, direcção e ponto de aplicação conhecidos, as forças T e N têm apenas direcção e ponto de aplicação conhecidos.

De modo a determinar as incógnitas existentes, o método de Bishop adopta a seguinte hipótese simplificativa:

$$V=0$$

De acordo com esta hipótese, fazendo equilíbrio de forças verticais obtém-se a equação $T \sin \alpha + N \cos \alpha = W_i$, em que $T = (N - U) \tan \phi'$.

Tem-se assim o momento resistente:

$$\sum M_R = \sum T \times r = \sum \frac{(W_i / \cos \alpha - ul) \tan \phi'}{1 + \tan \alpha \tan \phi'} \times r + (\tau_{Mat/solo} \times L_{Mat/solo}) \times r$$

$\tau_{Mat/solo}$ -Tensão de corte material/solo.

$L_{Mat/solo}$ - Comprimento em que a tensão de corte actua.

Sendo o momento actuante dado por:

$$\sum M_S = \sum W_S r \sin \alpha$$

A condição de segurança a verificar é $M_{rd} \geq M_{sd}$.

No método em causa importa salientar o seguinte:

- Embora baseado numa hipótese simplificativa através das forças de interacção entre fatias, o método de Bishop simplificado apresenta resultados aceitáveis para efeitos práticos;
- O nível de pormenorização das fatias é essencial para a optimização do resultado.

Verificação da estabilidade da obra em causa

Note-se que o programa de cálculo automático PLAXIS Professional V.9, que recorre a métodos numéricos, realiza esta verificação. De modo a sustentar a verificação realizada pelo programa, efectuaram-se os cálculos recorrendo ao método das fatias para comprovar a estabilidade em causa.

Existem três geometrias essenciais a observar, caracterizadas por 3 fases distintas: fase em que ocorreu o escorregamento (1), fase correspondente à execução da plataforma de trabalho (2) e fase relativa à conclusão da obra (3). Considera-se que o talude encontra-se em condições drenadas, sem presença de água e com superfície de rotura circular aproximada à superfície estimada nas sondagens geotécnicas.

Para a primeira fase (ocorrência de escorregamento), a geometria do talude corresponde à geometria antes de qualquer intervenção para a estabilização do mesmo, e considerando-se a superfície apresentada na figura 5.5.

Na divisão em fatias é necessário definir, em primeiro lugar, os pontos críticos: pontos de início e fim da superfície de deslizamento, ponto de transição talude horizontal – talude inclinado (crista do talude) e ponto de inflexão da curva. É vital conhecer o ponto de inflexão, em que as fatias à direita deste são instáveis (efeito desfavorável) e à esquerda são estáveis (efeito favorável).

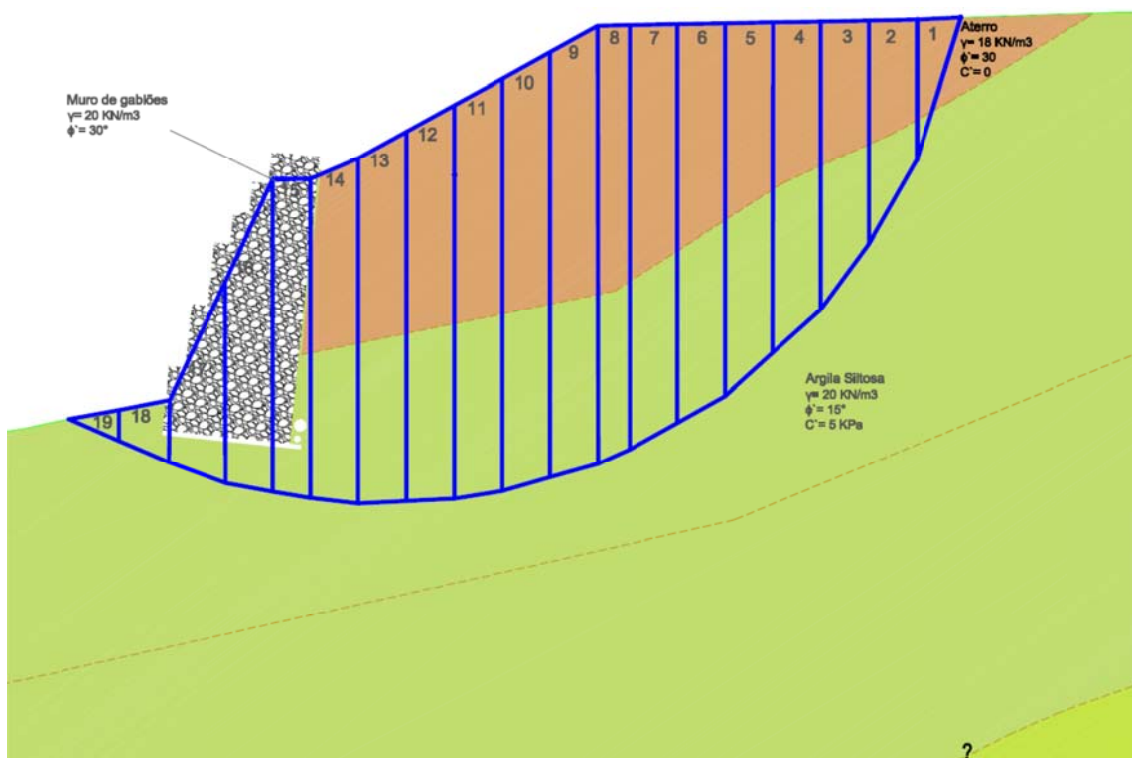


Figura 5.5 - Corte transversal do talude a analisar na fase 1 pelo método de Bishop simplificado.

Assim, para avaliar a segurança relativa ao estado limite último por rotura, segundo a superfície de deslizamento circular, efectuou-se a divisão do talude em 19 fatias. Realça-se que as espessuras destas fatias são variáveis, tendo em atenção os pontos singulares do solo. A divisão do talude foi obtida com recurso ao programa AutoCAD para simplificar o cálculo dos valores da área e dos ângulos. Na verificação da segurança considerou-se que para cada fatia, o peso do solo pode ser favorável ou desfavorável, aplicando assim os respectivos coeficientes de segurança parciais para a abordagem de cálculo 1, combinação 2.

Para a geometria correspondente à fase 2, relativa à execução da plataforma de trabalho, considerou-se a superfície de escorregamento apresentada na figura 5.6, idêntica à anterior.

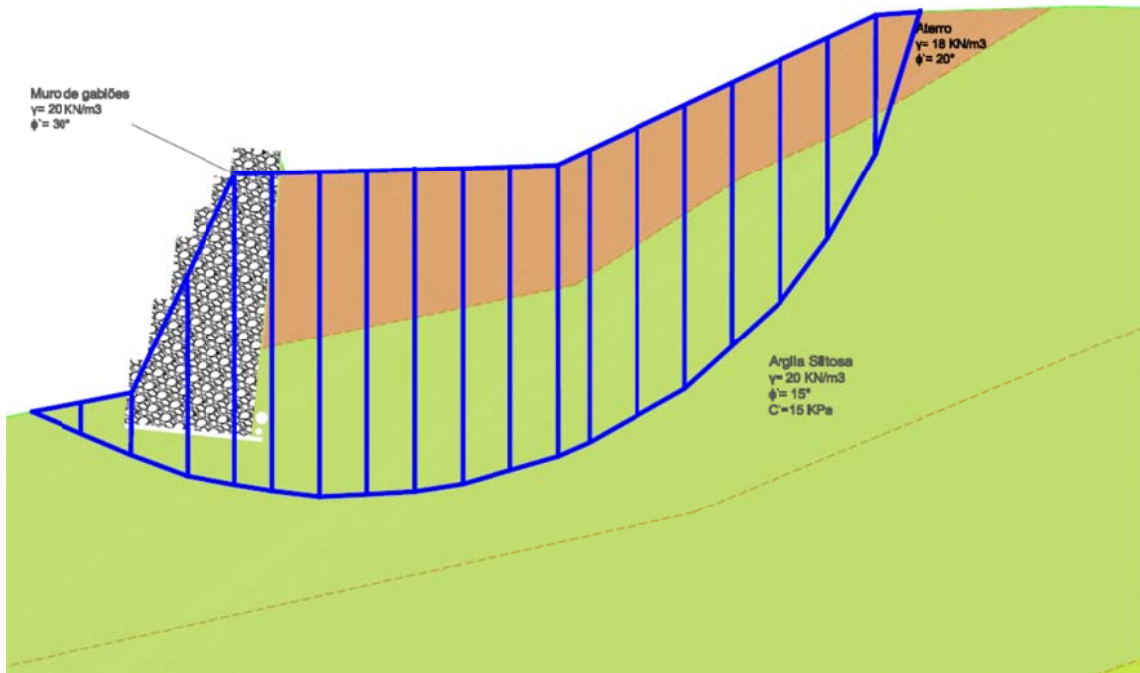


Figura 5.6 - Corte transversal do talude a analisar na fase 2 pelo método de Bishop simplificado.

De seguida apresenta-se na figura 5.7 a geometria definida para a fase final da obra. As considerações expressas anteriormente também se aplicam no talude em causa. O talude apresenta 19 fatias, à semelhança do apresentado nas fases anteriores.

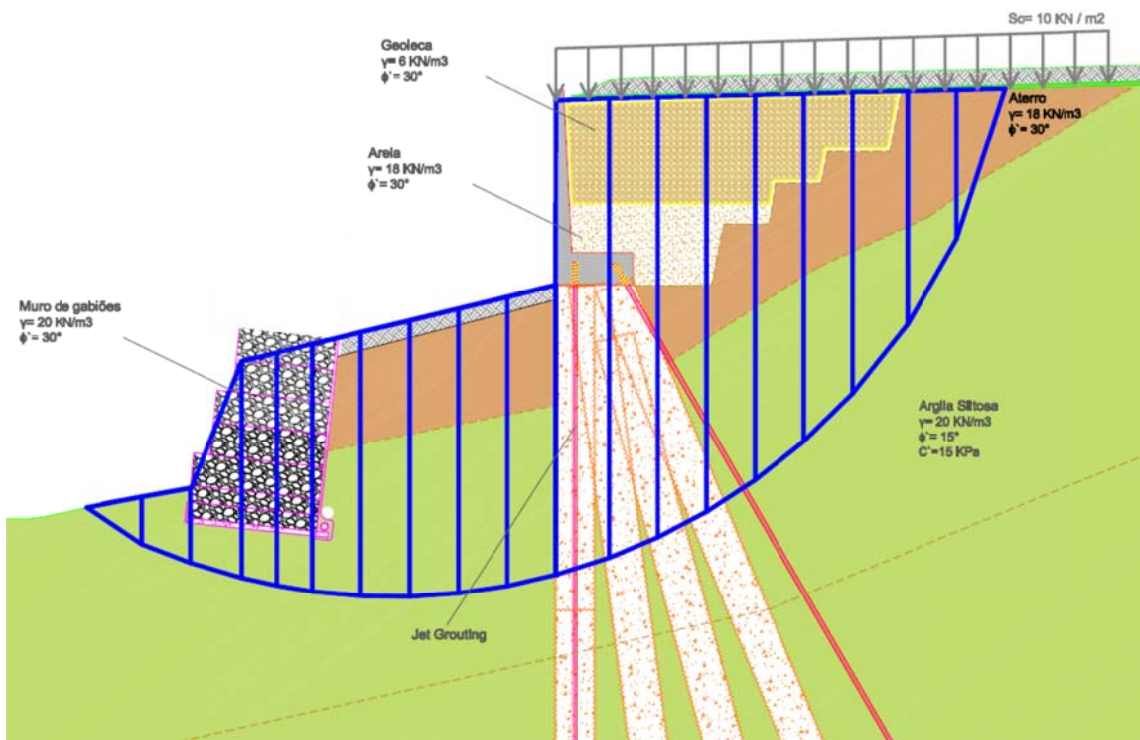


Figura 5.7 - Corte transversal do talude a analisar na fase final pelo método de Bishop simplificado.

Assinale-se agora a existência de uma sobrecarga de 10 KN/m² devida ao tráfego e a acção das tensões tangenciais devido ao jet grouting e às microestacas.

Discussão de resultados

Os cálculos efectuados encontram-se no anexo E, F e G, apresentando-se na tabela 5.1 os valores finais obtidos.

Tabela 5.1- Valores de M_{sd} e M_{rd} obtidos pelo método de Bishop simplificado.

AC 1 - combinação 2			
	M_{rd} [KN.m/m]	M_{sd} [KN.m/m]	FS [M_{rd}/ M_{sd}]
Fase 1	22722,48	24131,02	0,94
Fase 2	19409,43	18072,79	1,07
Fase 3	39927,68	25886,33	1,54

Como se pode verificar para a fase 1, obteve-se um factor de segurança inferior à unidade. Note-se que o cálculo efectuado para a obtenção do momento resistente não abrangeu as pressões intersticiais, obtendo-se um valor de M_{rd} superior ao que seria de esperar caso se considerasse o impulso da água. Importa ainda referir que o colapso do talude ocorreu num período de chuva intensa em que a plataforma da auto-estrada, devido às fissuras que apresentava, garantia uma fraca impermeabilização do mesmo. Deste modo, facilmente se pode concluir que para o solo considerado (em condições drenadas e sem presença de água) existe a probabilidade de colapso do talude (FS <1), facto que se veio a comprovar a 9 de Fevereiro de 2010.

Na fase 2 pode-se observar que o objectivo da remoção de parte do aterro, com vista à estabilização do talude, foi atingido. Este facto comprova-se pela existência de um factor de segurança de 1,07, ou seja, $M_{rd} > M_{sd}$. Importa salientar que a posterior colocação dos *big bags* diante do muro de gabiões aumentou claramente este factor, aumentando as cargas estabilizantes do talude, localizadas à esquerda do ponto de inflexão.

Para a fase 3, correspondente ao final dos trabalhos de contenção e estabilização, considera-se usualmente um factor de segurança superior a 1,5 para garantir todos os parâmetros de estabilidade exigidos. Como se pode comprovar, a introdução das colunas de jet grouting e das microestacas aumentou consideravelmente a resistência ao corte da massa instabilizada, obtendo-se um factor de segurança de 1,54.

6. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. Conclusões

A execução de um projecto inovador recorrendo a uma técnica moderadamente utilizada em território nacional, o jet grouting, e a sua implementação em obra é um acervo inspirador a novos métodos construtivos de contenções de solos instabilizados.

A presente dissertação explana as etapas e as soluções utilizadas para contornar todas as contrariedades encontradas na realização das mesmas, resultando por vezes na revisão do projecto elaborado inicialmente e consequentes ajustamentos. Deste modo, pode caracterizar-se uma obra geotécnica deste tipo como uma construção em permanente adaptação às condições geológicas e de toda a envolvente.

Torna-se essencial evidenciar que todos os elementos de base para a execução do projecto de execução deverão sempre ser confirmados antes e durante a execução da obra. É por isso fundamental destacar os seguintes pontos:

- Confirmação do zonamento geotécnico e das características geomecânicas dos terrenos intervencionados através da análise permanente das características do mesmo durante a realização de todos os trabalhos de escavação e de furação;
- Comprovação de cotas e geometrias de drenagem dos meios de drenagem existentes de modo a permitir a integração, com os mesmos, do sistema de drenagem proposto;
- Necessidade de assegurar os comprimentos totais, de acordo com os critérios de selagem das microestacas e das colunas de jet grouting no substrato competente para o efeito;
- Sistemática verificação dos processos de execução do jet grouting e de todos os parâmetros definidos;
- A confirmação de todos os pressupostos de concepção e de execução através da implementação do Plano de Instrumentação e Observação proposto, ferramenta de gestão do risco geotécnico, permitindo a análise/previsão pró-activa do comportamento da obra e, consequentemente, de validação em tempo útil dos pressupostos considerados.

Numa obra com características semelhantes, caso algum dos referidos princípios não se venha a confirmar, deverão sempre ser averiguadas as suas consequências e, se justificável, ser efectuadas as necessárias revisões às soluções propostas em projecto.

A elaboração de um plano de instrumentação e observação começa a ser uma prática corrente e uma mais valia na percepção do comportamento de todos os agentes intrínsecos ao desenrolar de uma obra deste tipo e na posterior análise dos deslocamentos das novas

estruturas de contenção e estabilização, de forma a confirmar os valores calculados em projecto.

Resumindo, o acompanhamento continuado de toda a fase construtiva, bem como um planeamento e faseamento bem definido, são essenciais para diminuir o risco de erros que poderão comprometer a segurança das estruturas e das pessoas.

A pouca especificidade atribuída à problemática da eficiência da contenção do muro de gabiões, assim como a escassez de outros trabalhos de âmbito semelhante, remete para a necessidade de novos estudos nesta área. Contudo, pode-se afirmar que a aplicação de um muro de gabiões como uma solução de contenção não deve ser tão abrangente como vem a ser hábito, merecendo uma investigação mais profunda e um dimensionamento mais detalhado.

Destaca-se a dificuldade na correlação entre parâmetros para a obtenção das características propostas em projecto na execução das colunas de jet grouting. A sua aplicação e consequente análise das colunas teste comprovaram alguns parâmetros mencionados na parte teórica.

A solução foi essencialmente desenvolvida tendo por base os condicionalismos existentes:

- Acessibilidades e dimensões da plataforma - recurso a soluções que fossem executadas através de equipamentos versáteis e de reduzidas dimensões e peso;
- Prazo para realização dos trabalhos, de forma a minimizar o impacto no funcionamento da auto-estrada.

6.2. Perspectivas de desenvolvimentos futuros

A especificidade do tipo de estrutura efectuada, assim como a escassez de outros trabalhos de âmbito semelhante ao realizado, remete para a necessidade de novos estudos nesta área. Seria interessante realizar a análise de resultados dos novos aparelhos de instrumentação e compará-los com os valores obtidos no dimensionamento da estrutura de estabilização e contenção.

Por outro lado, também haveria interesse em aprofundar aspectos que, devido a condicionalismos de tempo, deveriam ter sido examinados, tais como o efeito da acção sísmica e o efeito da subida do nível freático por colmatagem dos sistemas de drenagem.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Sítio da empresa **Google earth**: <http://earth.google.com/intl/pt/> (coordenadas: N39° 29.477' W9° 5.587'), visitado em 25/02/2010.
- [2] PINTO, Alexandre; TOMÁSIO, Rui - **Projecto de execução, solução de estabilização do aterro – Memória descritiva e justificativa**. JetSJ Geotecnia Lda., Lisboa, Março de 2010.
- [3] PINTO, Alexandre; TOMÁSIO, Rui - **Projecto de execução, solução de estabilização do aterro – Peças desenhadas**. JetSJ Geotecnia Lda., Lisboa, Março de 2010
- [4] FIGUEIREDO, P.; MAURÍCIO, A.; MARQUES, J. – **Geologia de engenharia**. Engenharia Militar - AM, Engenharia Civil - IST, Lisboa, 2002.
- [5] CORREIA, António – **Disciplina de mecânica dos solos e fundações I – Elementos teóricos**. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1996.
- [6] Sítio do centro de referência virtual do professor: http://crv.educacao.mg.gov.br/sistema_crv/imagens/md_ef_ci/2009-03-10_27/image014.jpg, visitado em 04/05/2010.
- [7] NEVES, Emanuel Maranha das – **Mecânica dos solos e das rochas**. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006.
- [8] OLIVEIRA, José - **Contribuições geotécnicas para o estudo do problema da erosão**. Dissertação para a obtenção do grau mestre em georrecursos, Julho de 2006.
- [9] JIMENO, Carlos – **Manual de estabilización y revestación de taludes**. Entorno gráfico, Madrid, 1999.
- [10] SANTOS, Lina - **Estabilidade de taludes em rochas silto-argilosas – Técnicas de remediação para roturas superficiais**. Mestrado em geologia, Faculdade de ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa, 2008.
- [11] VARNES, J. – **Slope movement types and processes – Landslides: Analyses and Control**. US Nat. Acad. Sci, 1978.
- [12] Sítio da Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09b.html>, visitado em 14/03/2010.
- [13] Sítio da School of Natural Resources - University of Nebraska: <http://snr.unl.edu/data/geologysoils/landslides/index-landslides.asp>, visitado em 14/03/2010.
- [14] MACHADO, R. - **Micro-estacas - Texto de apoio à cadeira de tecnologia da construção de edifícios**. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.

- [15] VAZ, N. - **Microestacas Sob Acções Axiais – Aspectos Estruturais e Geotécnicos**. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [16] Sítio do Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, NARRO, J.P. - **Paraguas pesados de micropilotes**: www.ciccp.es, visitado em 16/03/2010.
- [17] PINTO, A. - **Curso de Concepção de Obras Geotécnicas**. Módulo 2, Braga, 10 de Fevereiro de 2010.
- [18] ARMOUR, T.; GRONECK, P.; KEELEY J.; SHARMA S. - **Micropile design and construction guidelines implementation - Manual priority technologies program (PTP)**. Project, june 2000.
- [19] BRITO, J. - **Tecnologia de Contenções e Fundações**. Disciplina de tecnologia de contenções e fundações do 9º Curso de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1999/2000.
- [20] ESSLER, R.; YOSHIDA, H. - **Jet grouting – In Ground Improvement**. Edited by M.P. MOSELEY & K. KIRSCH (2nd edition), Spon press, London.
- [21] LOUREIRO, T. – **Aspectos geotécnicos na construção de túneis em áreas urbanas – Aplicação a terrenos de baixa resistência do miocénio de Lisboa**. Dissertação para a obtenção do grau mestre em Engenharia geológica, Faculdade de ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2008.
- [22] RODRIGUES, D. - **Jet Grouting – Controlo de qualidade em terrenos do miocénico de Lisboa**. Dissertação para obtenção de grau Mestre em Engenharia Geológica, Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, 2009.
- [23] CARRETO, J. - **Jet Grouting, uma técnica em desenvolvimento**. Eng.ª Civil – 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2000.
- [24] BOTTO, R. - **Instrumentação geotécnica de obras subterrâneas - O jet grouting na execução de obras subterrâneas em maciços terrosos**. Relatório de estágio, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2001.
- [25] CASTRO, G. - **Acerca do Projecto de Fundações em Estacas de Betão Armado**. LNEC Memória N° 743, Lisboa, 1989.
- [26] SOUSA, S. - **Projecto de Observação de Obras Geotécnicas – Sana Torre Vasco da Gama Royal Hotel: Soluções Adoptadas**. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Setembro de 2008.

- [27] CARREIRA, L. - **Sistemas de contenção de terras em gabiões - Mecânica dos solos II**. Instituto Politécnico de Leiria, Leiria, Julho de 2005.
- [28] BRITO, J. - **Muros de suporte de Betão Armado**. Disciplina de tecnologia de contenções e fundações, Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
- [29] PATRÍCIO, A.; TEIXEIRA, R. – **Dimensionamento e execução de cortinas do tipo Berlim**. Série estruturas, 1ª edição, 2006.
- [30] Sítio da revista guia da construção: <http://revista.construcaomercado.com.br/guia/habitacao-financiamentomobiliario/104/imagens/i177000.jpg>, visitado em 22/04/2010.
- [31] Sítio da empresa Itambé: <http://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta/solo-armado-ou-terra-armada/>, visitado em 26/04/2010.
- [32] BRITO, J.; COLEN, I.; ALMEIDA, N. - **Muros de suporte especiais**. Disciplina de tecnologia de contenções e fundações, Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2003.
- [33] LUZ, Paulo – **Contenções - tipo terra armada**. Monografia apresentada no mestrado em construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2000.
- [34] CRAVINHO, A. – **Processo de execução de muros de Berlim e muros de Munique- Elementos de apoio à cadeira de tecnologia da construção de edifícios**. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [35] CRAVINHO, A. – **Muros de Berlim e muros de Munique- Elementos de apoio à cadeira de tecnologia da construção de edifícios**. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [36] SOUSA, R.; TEIXEIRA, R.; GUERRA, J. – **Dimensionamento e execução de paredes moldadas**. Série estruturas, 1ª edição, 2006.
- [37] CORTEZ, R. – **Paredes moldadas: Elementos de apoio à cadeira de tecnologia da construção de edifícios**. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [38] MEIRELES, A.; MARTINS, J. – **Fundações e contenção lateral de solos: Execução de cortinas de estacas**. Série estruturas, 1ª edição, 2006.
- [39] Sítio da empresa Geobrasil: http://www.redeopensistemas.com.br/publish/geobrasilbauru/gabioes/gabioes_tipo_colchao/visitado, visitado em 15/05/2010.
- [40] Sítio da empresa Soloforte – Tecnologia de contenções: <http://www.solofort.com/tratamento-solo/dreno.html>, visitado em 20/05/2010.
- [41] Sítio da empresa transgetech - Produtos para geotecnia: <http://www.transgetech.com.br/tubodreno.htm>, visitado em 23/05/2010.

- [42] Sítio da Shvoong: <http://pt.shvoong.com/exact-sciences/engineering/1689331-principais-tipos-geossint%C3%A9ticos/>, visitado em 20/05/2010.
- [43] Sítio da empresa transgetech - Produtos para geotecnia: <http://www.transgetech.com.br/manta.htm>, visitado em 21/05/2010.
- [44] Sítio da escola superior de tecnologia e gestão de Beja – Disciplina de processos de construção:http://www.estig.ipbeja.pt/~pdnl/Sub-paginas/ProcesConst_apoio_ficheiros/aulas/PC_Cap6_Impermeabilizacaocaves_web.pdf, visitado em 21/05/2010
- [45] Sítio da empresa Doerken: http://www.cosella-dorken.com/bvf-ca-en/products/foundation_civil/products/drain.php, visitado em 23/05/2010.
- [46] GUERRA, Nuno – **Análise de estruturas geoténicas**. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [47] ESTIPLANO – **A8: Lanço Caldas da Rainha/ Marinha Grande. Projecto de execução de obras de contenção – Muro de suporte M7 (solução para o alargamento da A.E.)**. Lisboa, 2000.
- [48] Sítio do Departamento de Hidrogeologia do INETI: http://e-geo.ineti.pt/bds/lexico_hidro/lexico.aspx?Termo=Perfura%u00e7%u00e3o+por+Rota%u00e7%u00e3, visitado em 08/06/2010.
- [49] SUBTIL, A. - **Jet grouting e geogrelhas nas fundações do Alverca Park - Ensaios de carga em colunas de jet grouting**. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [50] TECNASOL - **Boletins das sondagens da campanha de prospecção complementar e resultados dos ensaios de laboratório: Obra:3418 – deslizamento na A8 – tornada**. Ensaios de Jet grouting – tipo 1, 2007.
- [51] APPLETON, J.; MARCHÃO, C. – **Módulo 1: Introdução ao comportamento das estruturas de betão armado**. Cadeira de betão armado e pré-esforçado I, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006.
- [52] GUERRA, Nuno – **Disciplina de fundações de estruturas (parte de estruturas de suporte)**. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [53] ALMEIDA, Pedro - **Influência da humidade relativa no comportamento mecânico da LECA**. Dissertação para obtenção do grau Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.
- [54] JACINTO, Manuel – **Caracterização de pavimentos**. Faculdade Engenharia Universidade do Porto, Porto, 2003.

[55] MULTQUIP DO BRASIL – **Compactação de solos: Um manual básico**. Rio de Janeiro, 2004.

[56] Sítio da Ciber: http://www.ciber.com.br/media/redaktion/pdf-dokumente/usina_de_noticias/ciber-MT2009-portugues.pdf, visitado em 20/07/2010.

[57] **EN1997-1: Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico**. Instituto Português da Qualidade, 2010.

[58] Sítio da Faculdade Assis Gurgacz: <http://www.fag.edu.br/professores/deboraf/Funda%E7%F5es/2%20Bimestre/TALUDES.pdf>, visitado em 30/08/2010.

Anexo A – Limites de consistência, composição granulométrica e estado de tensão.

Limites de consistência

Os limites de consistência ou de Atterberg, são teores em água que correspondem a fronteiras de estados de comportamento distintos de um solo fino (argilas e siltes). Chama-se limite de liquidez (WLL), ao teor em água acima do qual o solo se comporta como um líquido, e limite de plasticidade (WLP), ao teor em água abaixo do qual o solo se comporta como uma rocha muito branda e flexível.

Os solos grossos (dos siltes ao cascalho) têm um comportamento que depende fundamentalmente da granulometria. No caso dos solos finos (dimensão argila), o respectivo comportamento é muito influenciado pela mineralogia das partículas, isto é, pelo tipo de argila.

A importância dos limites de Atterberg deve-se ao facto de permitirem ter uma ideia sobre o comportamento dos solos argilosos sem ser necessário determinar a sua composição mineralógica.

Composição granulométrica

Entende-se por composição granulométrica de um solo a distribuição, expressa em massa, das partículas constituintes desse solo com tamanhos inferiores a determinadas dimensões. As duas técnicas mais comuns para determinar a dimensão das partículas são a peneiração e a sedimentação.

A partir do conhecimento da composição granulométrica de um solo pode atribuir-se uma designação ao mesmo. A classificação textural mais utilizada é a da sociedade Americana da Ciência do Solo (United States Department of Agriculture) [8], tal como ilustra a figura A.1.

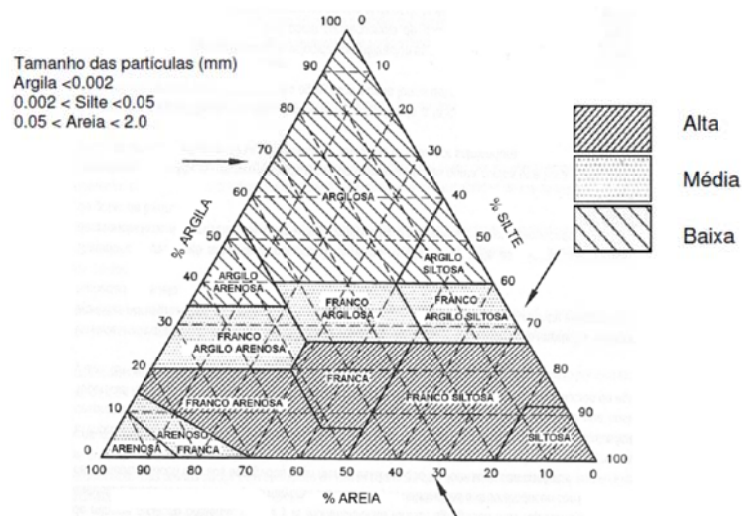


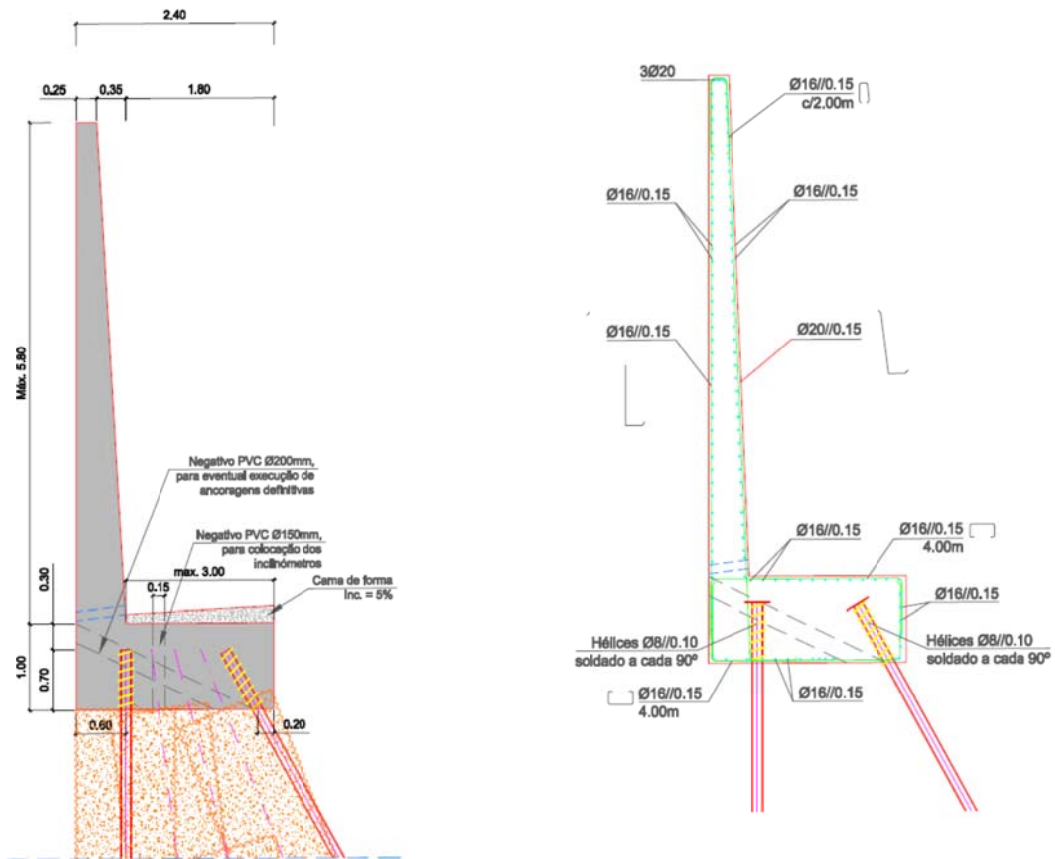
Figura A.1 - Diagrama triangular para a determinação da textura de um solo [9].

Estado de tensão

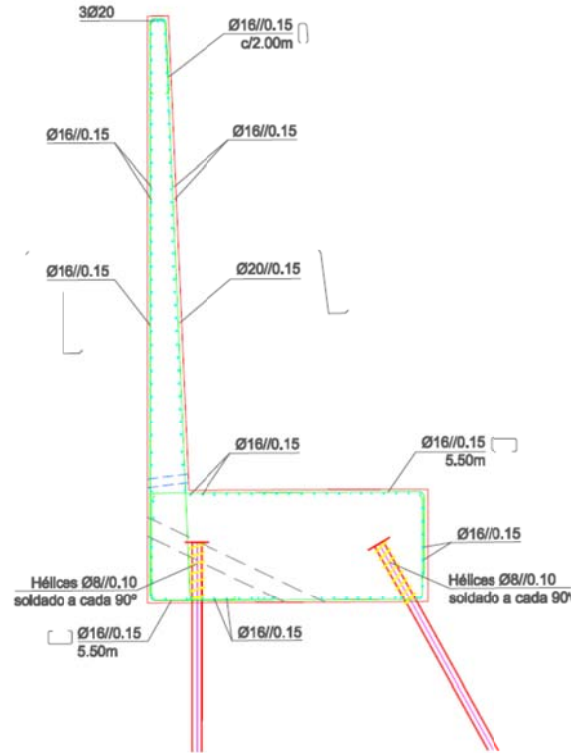
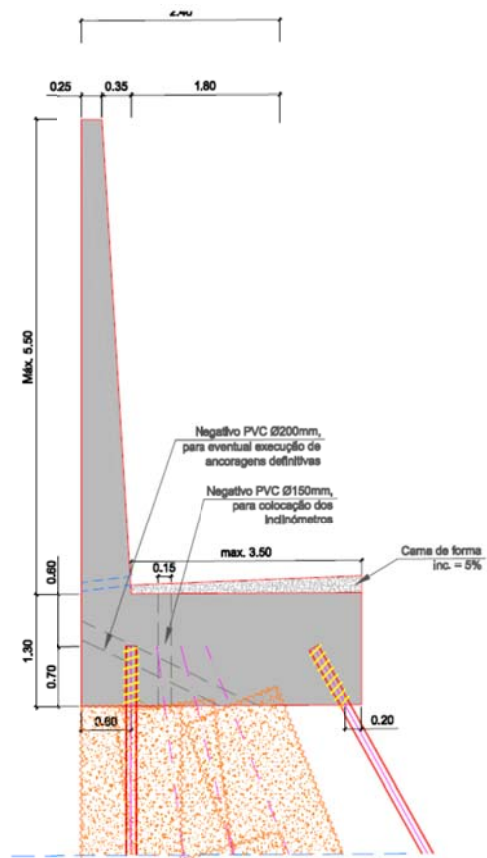
Para [7], caracteriza-se estado de um solo pelas tensões nele instaladas e pelo respectivo índice de vazios. Na verdade, como os solos são materiais friccionais e apreciavelmente compressíveis, a respectiva rigidez, resistência e índice de vazios dependem das tensões correntemente instaladas, bem como da história de carga e descarga associada à deposição e erosão.

Anexo B – Secções tipo do muro “L” de betão armado (Escala 1:50)

Corte tipo I



Corte tipo II



Anexo C – Teoria de Rankine e Coulomb

Teoria de Rankine

A teoria de Rankine parte dos seguintes pressupostos:

- Solo incoerente;
- Superfície do terreno horizontal;
- Superfície de aplicação de pressões vertical;
- Inexistência de atrito entre a superfície vertical e o solo.

Observe-se o elemento de solo apresentado na figura A.2 Considerando a inexistência de atrito solo-estrutura, o impulso é horizontal. Assim, as tensões efectivas vertical e horizontal no elemento de solo são principais, com $\sigma'_v = \gamma \times z$.

Aplicando condições semelhantes à estrutura de contenção em causa, com terreno respondendo em condições drenadas, tem-se a envolvente de rotura definida pela equação $\tau = \sigma' \tan \phi'$, em que σ' é a tensão efectiva e ϕ' o ângulo de resistência ao corte.

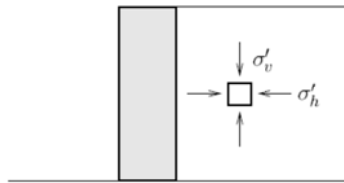


Figura A.2 – Mobilização do estado passivo e activo

Impulso activo

Devido à acção do terreno, a estrutura de suporte indicada na figura A.2 tenderá a deslocar-se para a esquerda. Ao verificar-se esse movimento, a tensão efectiva horizontal tenderá a diminuir, enquanto a tensão efectiva vertical permanecerá aproximadamente constante. Consequentemente, o raio do círculo de Mohr tenderá a aumentar ficando limitado por um determinado valor mínimo da tensão efectiva horizontal, como representa a figura 5.3.

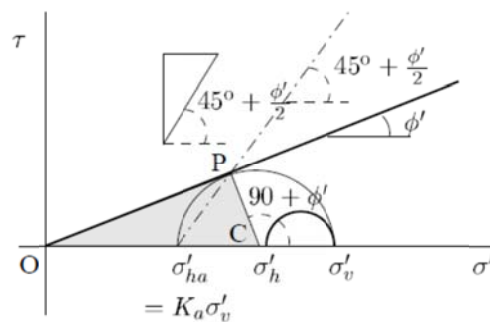


Figura A.3 – Representação dos estados em repouso e activo através do círculo de Mohr.

Deste modo obtém-se a tensão efectiva horizontal (σ'_{ha}), que corresponde assim ao valor mínimo que pode ser mobilizado no contacto solo estrutura, nas condições anunciadas, encontrando-se o solo no “estado activo” de Rankine. Sendo o coeficiente de impulso activo dado pela expressão $K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v}$, pode obter-se através da análise do círculo de Mohr a seguinte equação:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Uma vez conhecido o valor do coeficiente de impulso, apresenta-se na figura A.4 o diagrama de pressões em terreno homogéneo e na ausência de sobrecargas.

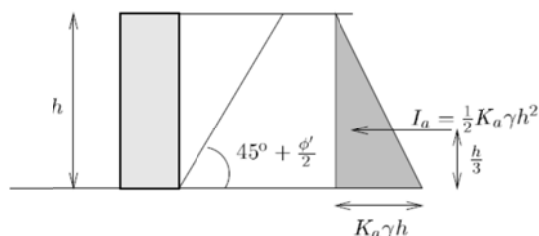


Figura A.4 – Diagrama de tensões activas (Impulso activo).

Impulso Passivo

Admitindo agora que a estrutura de suporte da figura A.2 se desloca para a direita. O estado de tensão inicial é representado pelo círculo de Mohr da figura A.5 com o número “1”. A tensão horizontal tende a aumentar, conforme se observa entre “1” e “4” e a tensão vertical mantém-se aproximadamente com o mesmo valor.

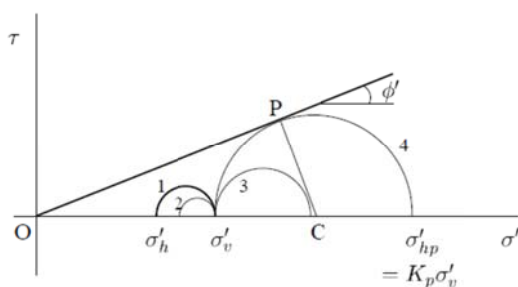


Figura A.5 – Representação dos estados em repouso e passivo através do ciclo de Mohr.

Deste modo obtém-se agora:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Devido a modelações efectuadas, pode concluir-se que o método dos elementos finitos, com modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb, permite obter pressões activas e passivas de Rankine bastante semelhantes, para o caso em análise.

Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb considera a presença de uma cunha de solo que se destaca da restante massa e considera a referida superfície plana. Em relação à teoria de Rankine, a teoria de Coulomb permite a consideração directa da inclinação do terreno e do atrito solo-estrutura.

Impulso activo

Considere-se a estrutura de suporte demonstrada na figura A.6 e admita-se que a cunha representada com a superfície plana, fazendo um ângulo ξ com a horizontal, se destaca da restante massa de solo, causando um impulso activo sobre a estrutura de suporte.

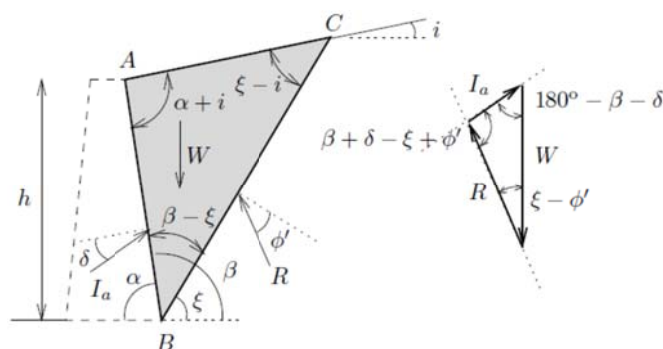


Figura A.6 – Cunha de solo para avaliação de impulsos activos, pela teoria de Coulomb.

As forças existentes na cunha em análise podem ser projectadas por intermédio do polígono de forças, onde W é o peso da cunha de solo [KN], R é a resultante das forças normal e de corte na superfície BC e I_a é o impulso activo actuante no muro (e de valor igual à sua reacção, aplicada à cunha de solo, que se representa na figura). Este impulso tem direcção inclinada de δ com a normal à superfície do muro que suporta o terreno, em que δ é o ângulo de atrito solo-muro.

Para um cada valor de ξ é determinado o valor de W . Embora as linhas de acção das outras duas forças actuantes sejam conhecidas, desconhece-se o seu valor. Assim, a adopção de um polígono de forças, conforme o representado na figura A.6, permite definir o valor de ambas as forças.

As simplificações básicas da teoria de Coulomb são as seguintes [46]:

- A superfície de deslizamento é plana e passa pela base da estrutura de suporte; verifica-se na realidade que as superfícies são curvas, facto que não tem consequências importantes no que respeita ao cálculo de impulsos activos mas assume especial importância na estimativa de impulsos passivos;
- A direcção do impulso de terras faz um ângulo δ com a normal ao plano da estrutura de suporte; este ângulo é o ângulo de atrito entre o solo e a estrutura; o impulso actua na estrutura de suporte à altura de $h/3$ relativa à base;
- O solo suportado é seco, homogéneo, isotrópico, de comportamento rígido-plástico;
- A cunha de solo actua como corpo rígido e o valor do impulso de terras considera o equilíbrio limite da superfície de deslizamento.

A inclinação da superfície de deslizamento que forma a cunha é uma incógnita. Para determinar o impulso activo tem que se executar cunhas com diferentes inclinações, correspondendo o impulso activo ao maior valor obtido.

Em 1906, Muller-Breslau concluíram que com base na teoria de Coulomb, o impulso activo podia ser escrito da seguinte forma:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$$

Sendo γ o peso volúmico do terreno [KN/m^3], h a altura da estrutura de suporte [m] e K_a dado por:

$$K_a = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \operatorname{sen} (\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen} (\beta + \delta) + \frac{\operatorname{sen} (\phi' + \delta) \operatorname{sen} (\phi' - i)}{\operatorname{sen} (\beta - i)}}} \right]^2$$

O método de Coulomb também pode ser aplicado a casos de aplicação de sobrecargas no terreno, sendo para isso considerado no equilíbrio de forças a adopção de uma força adicional correspondente à sua acção na cunha em análise.

Impulso Passivo

Na determinação do impulso passivo, o método de Coulomb considera princípios semelhantes aos considerados para o impulso activo. Assim, a sua determinação pode ser gráfica, por um processo de tentativas, de cunhas com diversas inclinações, conforme sugerido pela figura A.7, ou analítica.

Através do método gráfico busca-se agora, o valor mínimo do impulso. A solução analítica foi obtida através da minimização do impulso, sendo avaliado através de:

Anexo D – Coeficientes de segurança parciais

Coeficientes de segurança parciais a aplicar na análise de estados limite último geotécnico [GEO] e estrutural [STR]

Coeficientes de segurança parciais sobre acções ou efeitos de acções				
Acção	Tipo	Símbolo	A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1.35	1.00
	Favorável		1.00	1.00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1.50	1.30
	Favorável		0	0

Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais				
Acção	Símbolo	M1	M2	
Ângulo de resistência ao corte	γ_ϕ	1.00	1.25	
Coesão efectiva	γ_c	1.00	1.25	
Resistência não drenada	γ_{cu}	1.00	1.40	
Resistência à compressão simples	γ_{qu}	1.00	1.40	
Peso volúmico	γ_σ	1.00	1.00	

Coeficientes de segurança parciais de resistência para fundações superficiais				
Capacidade resistente	Símbolo	R1	R2	R3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R,v}$	1.00	1.40	1.00
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1.00	1.10	1.00

Coeficientes de segurança parciais de resistência para estruturas de suporte de terras				
Capacidade resistente	Símbolo	R1	R2	R3
Carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R,v}$	1.00	1.40	1.00
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1.00	1.10	1.00
Passiva de terras	$\gamma_{R,e}$	1.00	1.40	1.00

Coefficientes de segurança parciais a aplicar na análise de estados limite último de equilíbrio [EQU]

Coefficientes de segurança parciais sobre acções			
Acção	Tipo	Símbolo	Valor
Permanente	Desfavorável ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1.10
	Favorável ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0.90
Variável	Desfavorável ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1.50
	Favorável ^{b)}	$\gamma_{Q;stb}$	0
^{a)} Instabilizante ^{b)} estabilizante			

Coefficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais		
Acção	Símbolo	Valor
Ângulo de resistência ao corte	γ_{ϕ}	1.25
Coesão efectiva	γ_c	1.25
Resistência não drenada	γ_{cu}	1.4
Resistência à compressão simples	γ_{qu}	1.4
Peso volúmico	γ_{σ}	1.00

Anexo E – Método de Bishop simplificado: Fase 1 (cálculos de M_{sd} e M_{Rd})

Fatia	Área 1 (Aterro)	Área 2 (Argila)	Área 3 (Gabiões)	$\Phi'd$ (rad)	$\tan(\Phi'd)$	W_s (kN/m)	b (m)	α (rad)	M_{sd} (KN.m/m)	$1+\tan(\alpha)*\tan(\Phi'd)$	$W_i/\cos \alpha * \tan(\Phi'd)$	C^*l_i (KN/m)	M_{rd} (KN.m/m)
1	2,679	0,324	0,000	0,283	0,291	54,702	1,50	1,239	959,956	1,846	48,923	0,000	611,853
2	5,629	3,123	0,000	0,254	0,260	163,782	1,50	1,047	2632,539	1,450	85,146	12,160	1169,717
3	6,878	5,719	0,000	0,254	0,260	238,184	1,50	0,942	3576,417	1,358	105,332	10,200	1426,475
4	7,679	7,224	0,000	0,254	0,260	282,702	1,50	0,733	3510,894	1,234	98,883	8,160	1412,419
5	8,564	7,889	0,000	0,254	0,260	311,934	1,50	0,698	3721,413	1,218	105,846	8,040	1514,098
6	10,425	8,123	0,000	0,254	0,260	350,110	1,50	0,506	3150,313	1,144	104,052	6,920	1543,533
7	11,331	7,872	0,000	0,254	0,260	361,398	1,50	0,454	2940,395	1,127	104,518	6,880	1567,508
8	9,295	5,294	0,000	0,254	0,260	273,190	1,50	0,419	2062,320	1,116	77,732	4,360	1160,726
9	12,231	8,084	0,000	0,254	0,260	381,838	1,50	0,314	2189,977	1,084	104,361	6,280	1601,199
10	11,851	8,126	0,000	0,254	0,260	375,838	1,50	0,279	1922,723	1,075	101,631	6,240	1572,752
11	10,652	8,304	0,000	0,254	0,260	357,816	1,50	0,157	1038,891	1,041	94,169	6,080	1498,718
12	9,261	8,200	0,000	0,254	0,260	330,698	1,50	0,052	321,225	1,014	86,078	6,000	1406,595
13	9,065	7,701	0,536	0,254	0,260	327,910	1,50	-0,035	-212,399	0,991	85,287	6,000	1418,907
14	8,121	7,160	0,000	0,254	0,260	289,378	1,50	-0,122	-654,543	0,968	75,785	6,040	1296,374
15	0,000	2,960	8,470	0,254	0,260	-736,764	1,07	-0,175	-736,764	0,954	60,339	4,760	1047,673
16	0,000	2,071	9,901	0,254	0,260	-923,961	1,50	-0,209	-923,961	0,945	63,629	6,040	1131,887
17	0,000	1,974	5,286	0,254	0,260	-921,714	1,59	-0,349	-921,714	0,905	40,165	7,600	807,072
18	0,000	2,209	0,086	0,254	0,260	-332,865	1,41	-0,401	-332,865	0,890	12,961	6,760	343,032
19	0,000	0,653	0,000	0,254	0,260	-113,797	1,50	-0,489	-113,797	0,862	3,845	6,800	191,946

$$\sum M_{sd} = 24131,02 \quad , W_{sd} = \gamma_G W_{si} + \gamma_Q Q_i = 1,0 W_{si}$$

$$\sum M_{rd} = 22722,48$$

Anexo F – Método de Bishop simplificado: Fase 2 (cálculos de M_{sd} e M_{rd})

Fatia	Área 1 (Aterro)	Área 2 (Argila)	Área 3 (Gabiões)	$\Phi'd$ (rad)	$\tan(\Phi'd)$	W_s (kN/m)	b (m)	α (rad)	M_{sd} (KN.m/m)	$1+\tan(\alpha)*\tan(\Phi'd)$	$W_i/\cos \alpha * \tan(\Phi'd)$	C^*l_i (KN/m)	M_{rd} (KN.m/m)
1	2,679	0,324	0,000	0,283	0,291	54,702	1,50	1,239	959,956	1,846	48,923	0,000	615,168
2	4,699	3,123	0,000	0,254	0,260	147,042	1,50	1,047	2363,470	1,450	76,443	12,160	1078,918
3	4,720	5,719	0,000	0,254	0,260	199,340	1,50	0,942	2993,161	1,358	88,154	10,200	1231,180
4	4,701	7,224	0,000	0,254	0,260	229,098	1,50	0,733	2845,183	1,234	80,133	8,160	1179,523
5	4,941	7,889	0,000	0,254	0,260	246,718	1,50	0,698	2943,380	1,218	83,717	8,040	1235,232
6	5,330	8,123	0,000	0,254	0,260	258,400	1,50	0,506	2325,100	1,144	76,796	6,920	1179,024
7	5,602	7,872	0,000	0,254	0,260	258,276	1,50	0,454	2101,377	1,127	74,695	6,880	1162,737
8	3,897	5,294	0,000	0,254	0,260	176,026	1,50	0,419	1328,826	1,116	50,086	4,360	780,730
9	5,812	8,084	0,000	0,254	0,260	266,296	1,50	0,314	1527,302	1,084	72,782	6,280	1158,004
10	6,346	8,126	0,000	0,254	0,260	276,748	1,50	0,279	1415,796	1,075	74,836	6,240	1194,903
11	6,753	8,304	0,000	0,254	0,260	287,634	1,50	0,157	835,123	1,041	75,698	6,080	1233,419
12	7,161	8,200	0,000	0,254	0,260	292,898	1,50	0,052	284,508	1,014	76,239	6,000	1265,293
13	7,566	7,701	0,536	0,254	0,260	300,928	1,50	-0,035	-194,921	0,991	78,270	6,000	1318,370
14	7,429	7,160	0,000	0,254	0,260	276,922	1,50	-0,122	-626,368	0,968	72,523	6,040	1252,118
15	0,000	2,960	8,470	0,254	0,260	228,602	1,07	-0,175	-736,764	0,954	60,339	4,760	1048,149
16	0,000	2,071	9,901	0,254	0,260	239,440	1,50	-0,209	-923,961	0,945	63,629	6,040	1132,491
17	0,000	1,974	5,286	0,254	0,260	145,200	1,59	-0,349	-921,714	0,905	40,165	7,600	807,832
18	0,000	2,209	0,086	0,254	0,260	45,900	1,41	-0,401	-332,865	0,890	12,961	6,760	343,708
19	0,000	0,653	0,000	0,254	0,260	13,060	1,50	-0,489	-113,797	0,862	3,845	6,800	192,626

$$\sum M_{sd} = 18072,79 \quad , \quad W_{sd} = \gamma_G W_{si} + \gamma_Q Q_i = 1,0 W_{si}$$

$$\sum M_{rd} = 19409,425$$

Anexo G – Método de Bishop simplificado: Fase 3 (cálculos de M_{sd} e M_{rd})

Fatia	Área 1 (Aterro)	Área 2 (Argila)	Área 3 (Gabiões)	Área 4 (Areia)	Área 5 (Geoleca)	Área 6 (Jet)	Φ'_d (rad)	W_s (kN/m)	b (m)	M_s (KN.m/m)	Q^*L (KN.m/m)	C^*I_i (KN/m)	$\tau_{microestaca}$ (KPa)	τ_{Jet} (KPa)	Mr (KN.m/m)
1	3,103	0,344	0,000	0,000	0,000	0,000	0,283	62,734	1,50	1144,944	272,700	134,33	0,000	0,000	877,412
2	5,694	3,142	0,000	0,000	0,000	0,000	0,254	165,332	1,50	2747,657	250,200	231,8152	0,000	0,000	1223,738
3	5,253	6,226	0,000	0,000	2,416	0,000	0,254	233,570	1,69	3532,028	255,021	209,5548	0,000	0,000	1434,165
4	4,579	7,133	0,000	0,000	3,364	0,000	0,254	245,266	1,50	3269,517	197,250	161,9636	0,000	0,000	1323,979
5	4,349	7,793	0,000	0,290	4,502	0,000	0,254	266,374	1,50	3147,087	180,000	147,3792	0,000	0,000	1338,427
6	3,919	6,282	0,000	1,556	5,043	1,699	1,397	288,428	1,50	3014,541	157,500	137,4004	240,230	400,00	6877,341
7	2,864	1,240	0,000	3,727	4,989	6,953	1,397	312,432	1,50	2814,750	135,000	130,492	0,000	400,00	4618,000
8	0,472	0,000	0,000	3,727	4,931	11,642	1,397	338,008	1,50	2534,428	112,650	125,1188	0,000	400,00	3402,180
9	0,000	0,000	0,000	4,115	5,354	14,353	1,397	393,254	1,65	2332,010	97,680	133,5624	240,230	400,00	10390,796
10	5,474	7,824	0,000	0,000	0,000	0,000	0,254	255,012	1,49	1100,839	0,000	117,4428	0,000	0,000	1143,275
11	5,437	7,841	0,000	0,000	0,000	0,000	0,254	254,686	1,50	680,198	0,000	116,6752	0,000	0,000	1143,696
12	5,377	7,630	0,000	0,000	0,000	0,000	0,254	249,386	1,50	333,835	0,000	115,14	0,000	0,000	1128,321
13	5,243	7,241	0,000	0,000	0,000	0,000	0,254	239,194	1,50	-80,109	0,000	115,14	0,000	0,000	1102,924
14	3,184	6,168	2,299	0,000	0,000	0,000	0,254	226,652	1,50	-379,080	0,000	115,9076	0,000	0,000	1069,702
15	0,000	1,747	6,235	0,000	0,000	0,000	0,254	159,640	1,08	-479,236	0,000	84,436	0,000	0,000	772,676
16	0,000	1,671	5,799	0,000	0,000	0,000	0,254	149,400	1,08	-596,080	0,000	84,436	0,000	0,000	742,725
17	0,000	2,167	4,972	0,000	0,000	0,000	0,254	142,780	1,59	-755,232	0,000	127,4216	0,000	0,000	778,440
18	0,000	2,707	0,062	0,000	0,000	0,000	0,254	55,370	1,51	-380,784	0,000	122,816	0,000	0,000	388,663
19	0,000	1,437	0,000	0,000	0,000	0,000	0,254	28,740	2,01	-250,385	0,000	156,5904	0,000	0,000	305,545

$$\sum M_{sd} = 25886,33 \quad , W_{sd} = \gamma_G W_{si} + \gamma_Q Q_i = 1,0 W_{si} + 1,3 Q_i$$

$$\sum M_{rd} = \sum T \times r = 40062,01$$