

**Filipe Miguel Véstia Carrasco**

Licenciado em Engenharia Geológica

**Reabilitação de taludes de aterro em encostas – análise  
de um caso numa ferrovia em Odemira**

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

Orientadora: Doutora Eng.<sup>a</sup> Ana Paula Fernandes da Silva, Prof.<sup>a</sup> Auxiliar, Faculdade de  
Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientador: Mestre Eng.<sup>o</sup> José Carlos Diogo Barata, Tecnasol FGE, Geotecnia e  
Fundações SA

Júri:

Presidente: Doutor Eng.<sup>o</sup> Fernando Farinha da Silva Pinho, Prof. Auxiliar, FCT-UNL

Vogal: Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof. Auxiliar, FCT-UNL

Vogal: Doutora Eng.<sup>a</sup> Ana Paula Fernandes da Silva, Prof.<sup>a</sup> Auxiliar, FCT-UNL

**Setembro, 2014**



## **DIREITOS DE AUTOR**

Reabilitação de taludes de aterro em encostas – análise de um caso numa linha ferroviária, em Odemira

“Copyright” em nome de Filipe Miguel Véstia Carrasco, da FCT-UNL e da UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar este Relatório através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## AGRADECIMENTOS

Os primeiros agradecimentos vão para os meus pais, que fizeram enormes sacrifícios na Suíça para conseguir oferecer-me, a mim e ao meu irmão, uma formação no ensino superior.

Ao meu irmão Nuno, pelos bons conselhos e exemplos durante os anos que vivemos lado a lado.

À Viviane pela ajuda, motivação, carinho e compreensão nos momentos mais difíceis nestes últimos seis anos.

Aos meus orientadores Doutora Ana Paula Silva (FCT/UNL) e Eng.º José Carlos Barata (TECNASOL), pelo fato de terem aceitado o desafio de orientar-me durante a realização do estágio, quer seja pela compreensão, conselhos e ensinamentos transmitidos.

À empresa Tecnasol, agradeço aos Eng.ºs André Pombinho, Gonçalo Antunes e Luís Mondim, pela paciência, disponibilidade, esclarecimento de dúvidas e transmissão de conhecimentos que me facultaram. Agradeço também ao Manuel Pires, Ricardo Porto e Nuno Costa, pela ajuda e momentos passados durante o estágio, assim como a todos os subempregados que me ajudaram na reta final da minha formação universitária.

Agradeço também à REFER, nomeadamente à Eng.ª Isabel Pena e ao Sr. Alfredo Vicente, pelos documentos fornecidos, pela ajuda prestada, e pelos bons conselhos que me permitiram adquirir uma visão particular do trabalho em obra.

Finalmente, quero deixar um especial agradecimento a todos os meus colegas e amigos, à Associação dos Estudantes da FCT/UNL, e ao corpo docente do DCT, os quais foram indispensáveis durante toda a minha formação académica.

A todos, o meu profundo OBRIGADO.

*Dedico este documento a todos os portugueses que, como eu, se viram obrigados a deixar o país que os viu nascer em busca de melhores condições lá fora. A crise económica sentida neste momento não fazia parte dos nossos planos quando ingressámos no ensino superior.*

*A todos desejo uma vida cheia de sucesso e felicidade, que atinjam os vossos objetivos, mas que nunca se esqueçam das vossas origens.*



## RESUMO

A presente dissertação refere-se ao acompanhamento de uma reabilitação, a cargo da empresa Tecnasol (antigo grupo EDIFER), empreendida num aterro de uma ferrovia, na região de Odemira, situado numa encosta xistenta/pelítica. Trata-se de um trecho centenário de uma linha ferroviária, em curva, que se estende ao longo de cerca de 250 m, construído em aterros de qualidade fraca que demonstravam sinais de instabilidade ao longo dos últimos anos.

O autor participou ativamente nas reuniões de obra, no desenvolvimento e planeamento da obra, no controlo das atividades de produção, segurança e controlo de qualidade, integrado numa equipa com competência e experiente na área da geotecnia.

Neste contexto, faz-se referência à problemática dos taludes de aterro em infraestruturas de transporte, em particular dos situados a meia encosta, e descrevem-se as principais etapas da obra, abordando-se o seu enquadramento histórico, bem como as medidas de monitorização adotadas, tanto em fase de obra, como anteriormente. Finalmente tecem-se algumas considerações sobre eventuais soluções alternativas e de futuros trabalhos a desenvolver.

**Palavras-chave:** Taludes, Reabilitação, Instrumentação, Geotecnia, Ferrovia



## **ABSTRACT**

This dissertation refers to the rehabilitation works of an embankment undertaken in a railway at Odemira region (Beja, Portugal), in charge of the company Tecnasol (previous EDIFER group); the course of those works was followed by the author. It is a century-old section of a railway line, curved, extending over about 250 m, built in poor quality embankment materials which showed instability signs over the last few years. The site was located on a schistous / pelitic hillside.

The author has actively participated in the work meetings, development and planning. He followed the control of production activities, safety and quality control, within a team with experience and knowledge in the area of geotechnical engineering.

In this context, it is made reference to the problem of embankment slopes in transport infrastructure, particularly those located at hillsides, and it is described the main phases of the construction works, approaching its historical context and the monitorization plan adopted previously and during the construction phase.

Finally, some considerations are put forward on alternative solutions and future development works.

**Keywords:** Slopes, Rehabilitation, Instrumentation, Geotechnics, Railway



# ÍNDICE

<b>RESUMO</b> .....	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>v</b>
<b>ABREVIATURAS E SÍMBOLOS</b> .....	<b>xvii</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO .....	1
1.2 HISTÓRICO E PROBLEMA DE INSTABILIZAÇÃO ANALISADA .....	2
<b>2 INSTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM ATERROS – ALGUNS ASPETOS GEOTÉCNICOS</b> .....	<b>5</b>
2.1 TALUDE EM ATERRO.....	5
2.2 MOVIMENTOS EM TALUDES.....	7
2.3 CLASSIFICAÇÃO DE TALUDES .....	8
2.3.1 Talude natural .....	8
2.3.2 Talude artificial.....	9
2.4 EXECUÇÃO DE ATERROS .....	12
2.4.1 Tipos de materiais .....	13
2.4.2 Estudo de áreas de empréstimo .....	14
2.4.3 Ensaios em laboratório.....	15
2.4.4 Estudo da fundação.....	16
2.5 PROBLEMAS EM TALUDES DE ENCOSTAS FERROVIÁRIAS .....	18
2.5.1 Erosão.....	18
2.5.2 Desagregação superficial de aterros .....	20
2.5.3 Escorregamentos em taludes de aterro.....	20
2.5.4 Instabilizações em taludes mistos.....	21
<b>3 ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES DE ATERRO – MEDIDAS MITIGADORAS</b> .....	<b>23</b>
3.1 RECONSTRUÇÃO.....	23
3.1.1 Escolha e tratamento do solo adequado .....	23
3.1.2 Preparação do terreno de fundação .....	23
3.1.3 Preservação do solo vegetal.....	23
3.1.4 Preparação da superfície de contato terreno/aterro.....	24
3.1.5 Drenagem do aterro.....	24
3.1.6 Controlo de compactação do aterro .....	24
3.2 REPERFILAMENTO.....	25
3.3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	25

3.3.1	Muro de gravidade .....	25
3.3.2	Muro de gabiões .....	26
3.3.3	Muro de betão armado .....	26
3.3.4	Parede moldada (escavação) .....	28
3.3.5	Solo pregado (escavação).....	29
3.3.6	Cortina de estacas .....	29
3.3.7	Soluções de reforço alternativas .....	30
3.4	DRENAGEM.....	33
3.4.1	Drenagem de superfície .....	33
3.4.2	Drenagem profunda .....	35
3.5	ALGUNS EXEMPLOS DE INTERVENÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO .....	36
3.5.1	Alargamento de uma estrada a meia encosta em Sion VS, Suíça .....	36
3.5.2	Reforço de um talude através de geossintéticos em Tifra, Algéria.....	37
3.5.3	Estabilização por muros de suporte de talude adjacente a ferrovia.....	37
3.5.4	Estabilização com redes de resistência elevada na EN 342, Lousã .....	38
3.5.5	Estabilização de um talude ao km 63 no IP3.....	38
3.5.6	Alargamento de rodovia com recurso a terra armada em Euseigne VS, Suíça .....	39
<b>4</b>	<b>DESCRIÇÃO E CONDICIONANTES DO CASO DE OBRA .....</b>	<b>41</b>
4.1	ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO .....	41
4.2	REABILITAÇÕES ANTERIORES .....	42
4.3	ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO.....	43
4.4	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA.....	46
4.5	CONDICIONANTES FÍSICAS E TÉCNICAS AO PROJETO.....	50
<b>5</b>	<b>FASE CONSTRUTIVA – PROCEDIMENTOS ACOMPANHADOS .....</b>	<b>53</b>
5.1	MUROS EM BETÃO ARMADO .....	53
5.1.1	Aspetos gerais .....	53
5.1.2	Controlo de qualidade.....	56
5.2	ANCORAGENS.....	56
5.2.1	Furação.....	56
5.2.2	Colocação da armadura.....	57
5.2.3	Injeção.....	57
5.2.4	Tracionamento .....	59
5.2.5	Controlo de qualidade.....	60
5.3	ATERRO.....	62

5.3.1	Desmatção, limpeza e saneamento .....	62
5.3.2	Aterro e escavação .....	62
5.3.3	Controlo de qualidade.....	64
5.4	PAREDE ANCORADA .....	67
5.5	DRENAGEM.....	68
5.5.1	Drenagem a montante .....	69
5.5.2	Drenagem a jusante .....	71
5.6	INSTRUMENTAÇÃO IMPLEMENTADA .....	74
5.6.1	Marcas topográficas.....	75
5.6.2	Inclinómetros .....	76
5.6.3	Células de carga e alvos topográficos .....	78
5.6.4	Outros controlos efetuados .....	80
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>83</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>87</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Aspetos de instabilização do aterro do lado esquerdo da via, vista para Norte	3
Figura 2.1 Representação esquemática de um talude	5
Figura 2.2 Rotura circular em talude de escavação	10
Figura 2.3 Rotura circular em pé de talude	11
Figura 2.4 Rotura profunda em pé de talude	11
Figura 3.1 Esquema do endentamento da fundação num aterro em encosta “patim”	24
Figura 3.2 Representação esquemática de um muro de suporte em betão armado	26
Figura 3.3 Representação esquemática de uma ancoragem	28
Figura 3.4 Exemplo parede pregada, “Chalet Long”	29
Figura 3.5 Exemplo de parede de estacas, NEC de Rennes	30
Figura 3.6 Exemplo de terra armada	30
Figura 3.7 Exemplo de contenção de talude com troncos de madeira	31
Figura 3.8 Exemplo de aplicação do sistema platipus	32
Figura 3.9 Aspeto do alargamento da estrada RC62, Sion VS	36
Figura 3.10 Sistema de reforço de talude através de geossintéticos em Tifra, Argélia	37
Figura 3.11 Estabilização de um talude em Santa-Clara, Odemira	37
Figura 3.12 Furação em suspensão para instalação de pregagens em redes metálicas na EN 342 Lousã	38
Figura 3.13 Estabilização do talude ao km 62 do IP3	39
Figura 3.14 Alargamento de via e estabilização de um talude em Euseigne VS, Suíça	39

Figura 4.1 Infografia de localização geográfica da obra	41
Figura 4.2 Infografia de um extrato da Carta Geológica de Portugal, na escala 1:200 000	45
Figura 4.3 Planta de localização dos trabalhos de prospecção realizados pela Geocontrole	47
Figura 4.4 Escavação em obra durante a fase de construção para as sapatas	48
Figura 4.5 Vista do aterro a partir de jusante	49
Figura 5.1 Planta de Projeto Tecnasol	54
Figura 5.2 Aspeto do muro de suporte com contrafortes	55
Figura 5.3 Aspeto de execução do muro de suporte onde se irão tracionar as ancoragens	55
Figura 5.4 Execução de ancoragens na Linha do Sul	57
Figura 5.5 Aspeto do tracionamento de ancoragem com recurso a macaco hidráulico – ensaio prévio de ancoragem	59
Figura 5.6 Aspetos de compactação do novo aterro	63
Figura 5.7 Representação das granulometrias das diversas amostras ensaiadas e do respetivo fuso de aceitação	66
Figura 5.8 Controlo da compactação em obra por gamadensímetro	66
Figura 5.9 Esquema de execução de uma microestaca	67
Figura 5.10 Aspetos da parede ancorada:	68
Figura 5.11 Aspeto da furação e do equipamento utilizado para instalação da PH ao pk 236+480	69
Figura 5.12 Desenho ET/21 Coba - Instrumentação existente	70
Figura 5.13 Drenagem superficial e caixa de receção de água a montante	71
Figura 5.14 Vista de jusante da caixa de saída de água ao Pk 236+685	72
Figura 5.15 Valeta no tardo do muro para encaminhamento da drenagem de superfície	73
Figura 5.16 Tubo de saída de água para encaminhamento das águas à ribeira	73

Figura 5.17 Valeta retangular com batentes para quebra de energia das águas de drenagem	74
Figura 5.18 Leituras de marcas topográficas na linha	76
Figura 5.19 Leitura no inclinómetro S2 durante campanha de monitorização da linha	77
Figura 5.20 Exemplo de célula de carga instalada nas ancoragens	78
Figura 5.21 Alvos instalados no muro de suporte para controlo de possíveis deslocamentos	80
Figura 5.22 Fissurómetro instalado na PH ao pk 236+685	81



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 Terrenos interessadas pelas sondagens verticais realizadas	46
Tabela 4.2 Resultados dos ensaios com o penetrômetro dinâmico superpesado	48
Tabela 4.3 Parâmetros geológico-geotécnicos dos terrenos envolventes da obra	51
Tabela 5.1 Carga aplicada nos ensaios de ancoragem e carga de blocagem	61
Tabela 5.2 Critério de aceitação para ensaios de receção segundo a norma EN1537-(1999)	61
Tabela 5.3 Fuso granulométrico exigido para aceitação e aplicação do material em obra	64
Tabela 5.4 Ensaios de laboratório realizados para determinação das características geotécnicas do material	65



## ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$\sigma$  - Tensão total (kPa)

$\sigma'$  – Tensão efetiva (kPa)

$\phi$  – Ângulo de resistência ao corte (°)

CPT – Ensaio de penetração estática

CPTu – Ensaio de piezocone

$c_u$  – Resistência não drenada

GFBA – Grupo de Flysh do Baixo Alentejo

HMi – Formação de Mira

EP – Ensaio prévio em ancoragens

ERD – Ensaio de recepção detalhado em ancoragens

ERS – Ensaio de recepção simplificado em ancoragens

$N_{SPT}$  – Número de pancadas obtido no ensaio de SPT

P – Carga de serviço

$P_0$  – Carga de blocagem

$P_a$  – Carga de alinhamento do sistema de pré-esforço

PH – Passagem hidráulica

Pk – Ponto ao quilómetro

$P_p$  – Carga máxima a aplicar à ancoragem para a qual ainda se verifica a estabilização dos deslocamentos

$P_{tk}$  – Carga característica da armadura

REFER – Rede Ferroviária Nacional

$R_d$  – Capacidade de carga de dimensionamento

SPT – *Standard Penetration Test*, ensaio de SPT

VS – Cantão de Valais (Suíça)

$u$  – Pressão intersticial ou de água nos poros

ZSP – Zona Sul Portuguesa

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento e objetivo

A par do desenvolvimento tecnológico e social ao longo das décadas, tem sido uma constante o aumento e a expansão das infraestruturas de transportes em todo o mundo. A crescente exigência de traçados com características mais rebuscadas (menor inclinação das rampas, plataformas mais largas, raios de curvatura mais suaves) e a interferência com regiões mais complexas a nível topográfico e/ou geológico e geotécnico, tem requerido uma maior necessidade de execução de obras de terraplenagens. Estas obras, que por sua vez são cada vez mais complexas, nomeadamente com o recurso a aterros de grande envergadura para vencer desníveis, alguns deles instalados em encostas declivosas, ao mesmo tempo que, no contexto do desenvolvimento sustentado, se tenta otimizar os movimentos de terras, a fim de mitigar a quantidade de materiais a obter em empréstimos fora da diretriz, ou inversamente, excedentários a conduzir a depósito na envolvente da infraestrutura. Simultaneamente, e com o passar dos anos, as infraestruturas de transporte (rodoviárias e ferroviárias) já existentes têm sido submetidas não só a condições de exploração diferentes daqueles para que foram projetadas, como também ao conseqüente desgaste, fruto das décadas de exploração.

Na presente dissertação, elaborada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia) na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), apresenta-se um caso de obra de um trecho de uma ferrovia com mais de 100 anos, que retrata a reabilitação de um talude de um aterro na sobre-explorada linha do Sul. Trata-se de um trecho que apresentava sinais de instabilização conhecidos desde 2005, situado numa encosta sobrejacente a uma linha de água (barranco da Magra), para o qual existia um projeto de concurso para a empreitada de contenção da plataforma da ferrovia, que apresentava riscos eminentes de rotura. O autor realizou um estágio de um ano na empresa Adjudicante dessa empreitada, que incluiu a execução de um projeto de uma solução alternativa apresentada e aceite pelo Adjudicatário, a Rede Ferroviária Nacional (REFER). Foram objetivos do estágio promover a integração no meio profissional e aplicar conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico, bem como a aquisição de novos conhecimentos e competências, promovendo a vivência de atividades e situações reais e o contacto direto com as várias entidades participativas na execução de uma obra.

No presente documento apresenta-se ainda a problemática da instabilização de aterros de infraestruturas viárias, em particular dos implantados em vertentes, referindo-se a experiência internacional, e discute-se o caso de obra pública acompanhado face a esta conjuntura.

Evidenciam-se as etapas preponderantes acompanhadas pelo autor e os principais procedimentos executivos acompanhados.

Estruturalmente, a dissertação encontra-se dividida em seis capítulos com o desenvolvimento que a seguir se descreve.

- Capítulo 1 – Introdução, onde se descreve a temática da dissertação, os objetivos e a problemática verificada na zona em estudo.
- Capítulo 2 – Instabilização de taludes em aterros, onde se faz uma breve revisão bibliográfica do tipo de problemas existentes em taludes, em particular de natureza antrópica, assim como uma breve descrição dos cuidados a adotar na construção de aterros.
- Capítulo 3 – Estabilização de taludes, onde se faz referência aos tipos de intervenções mais comuns nomeadamente no âmbito da reconstrução, reperfilamento, protecção, reforço e drenagem, recorrendo-se a alguns exemplos.
- Capítulo 4 – Descrição e condicionantes do caso de obra, onde é feito o enquadramento da empreitada e são descritas as intervenções no trecho acompanhado.
- Capítulo 5 – Fase de construção, onde são descritas as várias intervenções realizadas durante o acompanhamento da obra assim como as medidas de controlo de qualidade e instrumentação às quais o projeto foi submetido.
- Capítulo 6 – Conclusões, onde é feita uma análise crítica deste tipo de empreitadas, e onde se retiram as principais conclusões da empreitada acompanhada.

## **1.2 Histórico e problema de instabilização analisada**

A reabilitação do talude de aterro acompanhado ocorreu cerca do km 236 da linha do Sul, mais precisamente entre os pk 236+450 e pk 236+720, trecho compreendido entre as estações de Amoreiras-Odemira e Luzianes-Gare (Tecnasol 2011a-d; 2012a,b). O dono de obra é a REFER, a qual adjudicou esta empreitada à Tecnasol pelo valor de 2.295.948,69 €, e com um prazo de execução de 250 dias de calendário (REFER, 2014).

Naquele trecho, o aterro existente, em flanco de encosta, fundado sobre uma formação xistosa, apresentava na zona do eixo cerca 16 a 18 m de espessura, atingindo do lado esquerdo da via uma altura da ordem de 25 m, com inclinação aproximada de 1:1,5 (V:H).

Uma vez que se trata de uma linha centenária e na altura do projeto o processo de construção dos aterros terá sido manual, os materiais que os integram seriam resultantes de escavações

próximas, tendo sido colocados aleatoriamente e de forma não controlada. Este tipo de processamento terá resultado na heterogeneidade e na deficiente compactação do aterro construído.

Desde 2004 e após a conclusão de outra empreitada de reabilitação nessa mesma zona, registou-se um comportamento deficiente do aterro, manifestado por movimentos na via de que resultou a abertura de fendas sendo que, de acordo com informações dos técnicos da Unidade Operacional Sul (REFER, 2014), os aterros em questão já registavam sinais de instabilidade mais antigos.

Na sequência de chuvas ocorridas entre fevereiro e março de 2010 foram detetados na crista do aterro sinais evidentes de instabilidade, evidenciados pelo aparecimento de fendas de tração longitudinais, assentamentos crescentes na via e por deslocamentos registados em inclinómetros instalados em 2008 durante uma campanha de prospeção geotécnica. As fendas observadas apresentaram uma rápida progressão, quer em extensão, quer na abertura, que chegou a atingir 0,1 m por 1 m de profundidade como se pode observar na Figura 1.1.



Fendas de tração



Presença de canas no talude existente

**Figura 1.1 Aspectos de instabilização do aterro do lado esquerdo da via, vista para Norte**

Além destes sinais de instabilização foi possível registar a ocorrência, na crista do talude e do lado esquerdo da via, de vegetação ripícola – canas, geralmente associadas à presença de água (Figura 1.2). Assim, acresce que poderão também ter estado associadas ao problema da instabilização uma drenagem deficiente ou uma deficiência nas estruturas de drenagem ali existentes.



## 2 Instabilização de taludes em aterros – alguns aspetos geotécnicos

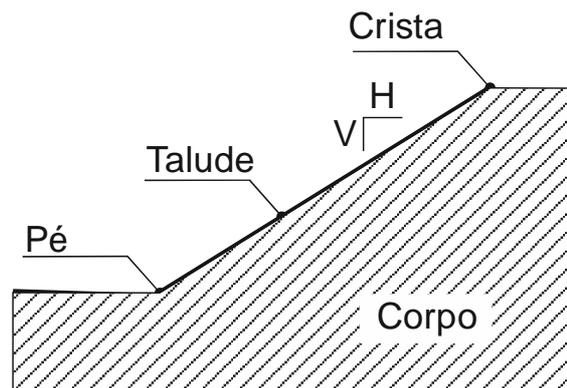
*“Compreende-se por taludes quaisquer superfícies inclinadas que limitem um maciço de terra, rocha ou terra e rocha. Estes por sua vez podem ser naturais (encostas), ou artificiais, como é o caso dos taludes de corte e aterros” (Caputo, 1988).*

Neste capítulo é apresentada uma breve revisão bibliográfica citando alguns aspetos geotécnicos fundamentais relativos a taludes, em particular os de aterro. São analisadas o tipo de roturas e instabilizações que surgem associadas aos taludes de aterros e é feita uma caracterização da sua construção. Por fim, é abordada a problemática específica de taludes de ferrovias em encostas.

### 2.1 Talude em aterro

Quando se referem taludes de corte ou de aterro torna-se necessário compreender o seu comportamento no contexto da própria estabilidade e das suas fundações, e das respetivas inclinações.

Este tipo de estruturas, constituídas por um pé, crista, corpo e talude, conforme se observa na Figura 2.1, geralmente corresponde zonas de encostas ou zonas de relevo. São frequentes os problemas encontrados ao nível das encostas, nomeadamente os geotécnicos, como é o caso dos declives naturais, surgências de água e tipo de terrenos presentes nestas encostas.



**Figura 2.1 Representação esquemática de um talude**

A instabilização de taludes admite que as forças instabilizadoras superam as forças estabilizadoras, isto é, as tensões cisalhantes são superiores à resistência que o material nessa

zona do maciço apresenta, viabilizando deste modo a formação de uma potencial região de rotura. Assim, pode-se afirmar que os fatores que tendem a diminuir a resistência do maciço constituem causas potenciais para a instabilização de um talude, tal como o aumento de uma força instabilizadora que irá conduzir ao mesmo fenómeno.

Sempre que se fala numa diminuição da resistência do terreno está-se a considerar que o terreno, seja ele natural ou em aterro, foi submetido a processos que alteraram a sua forma e estrutura inicial, entre os quais se destacam três tipos de ações:

- As variações resultantes da alteração química e das decorrentes reações físico-químicas,
- As modificações a nível estrutural,
- As alterações mecânicas, por ação de raízes e fenómenos de fluência.

Quando se fala em meteorização num talude rapidamente se chega à conclusão de que a alteração necessita de um agente que admita o processo, esse agente é por muitas vezes a água que, com o passar do tempo, faz variar as tensões efetivas. Este processo é potencializado principalmente devido à eliminação da cobertura vegetal, proporcionando assim a submersão de regiões nunca antes saturadas. No que toca à própria estrutura do talude, os assentamentos a longo prazo e a erosão provocada pelas águas pluviais são as principais problemáticas encontradas nestas estruturas.

Na maior parte dos casos as tensões de cisalhamento num talude podem ser entendidas como uma força instabilizadora; no entanto, esta nasce de um agregado de fatores condicionado pelo meio envolvente ao talude, seja ele natural ou de aterro. Pode-se então definir como principal motor da tensão cisalhante o alívio das tensões totais, o efeito da sobrecarga, as tensões transitórias e as pressões laterais.

Quando se fala em alívio das tensões totais está-se a falar por exemplo na remoção de suporte lateral, que surge normalmente associado a fenómenos de erosão e de deslocamentos de massas rochosas/solos, e da ação do homem.

O efeito da sobrecarga é muitas vezes o fator mais importante para a instabilização de um talude. Os agentes impulsionadores que se evidenciam podem ser de origem natural, tal como o peso gerado pelas águas pluviais, acréscimo da vegetação, acumulação de outros escorregamentos e forças de percolação. Mas, a ação do homem também se faz sentir neste campo, a construção de edifícios e aterros próximos de zonas em talude altera certamente o efeito de sobrecarga no local, assim como a acumulação de resíduos e minérios noutras circunstâncias.

Além destes fatores existem outros inconvenientes que normalmente surgem associados entre eles, como é o caso das tensões transitórias e das pressões laterais encontradas em taludes. No

caso de existirem infraestruturas que causem vibrações no solo, juntamente com a ocorrência de escorregamentos adjacentes, verifica-se por vezes a abertura de fissuras e fraturas no terreno. Este acontecimento dá-se sobretudo em taludes adjacentes a linhas de caminho-de-ferro e a estradas. Essas deficiências no terreno por sua vez irão ser preenchidas por água e introduzir no terreno novas pressões hidrostáticas e hidratar os minerais argilosos. Este fenómeno é agravado quando se tratam de regiões com temperaturas negativas que, por congelamento em fissuras e outras descontinuidades, podem impulsionar de forma gradual o deslizamento de um talude (ganho de volume).

A rotura de um talude pode ter consequências catastróficas e provocar a não só a perda de vidas humanas como originar danos naturais consideráveis. O controlo de potenciais riscos de rotura são questões complexas sobretudo quando se tratam de taludes infinitos pouco conhecidos. O estudo de um talude exige o reconhecimento "*in situ*" e a avaliação das características mecânicas do tipo de solo existente, que permite assim determinar a superfície de rotura na qual existe maior risco de deslizamento, estimando assim o valor para o coeficiente de segurança.

Ao longo de destes anos foi adquirida uma longa experiência no ramo da construção que engloba os principais métodos de cálculo e as técnicas utilizadas em construções. Esta experiência permitiu que, nos dias de hoje, os problemas que afetam a estabilização de um talude sejam resolvidos, não só com uma boa fiabilidade, mas também com uma boa garantia de segurança a longo prazo.

## **2.2 Movimentos em taludes**

Os movimentos num terreno ou num talude podem ser desencadeados por um agravamento mútuo entre vários parâmetros do solo, resultem eles da própria natureza do terreno (escorregamentos, desmoronamento rochosos, deslizamento de terras, abatimento de terrenos em vazios subterrâneos, expansão e retração em solos), ou pela própria dimensão, podendo neste caso atingir dimensões de milhares de m<sup>3</sup>.

A distribuição espacial de um terreno é gerida pela própria topografia e pela geologia (natureza e fracturação das diversas litologias e hidrogeologia), ou seja, pelo ambiente físico instalado. Este ambiente não interessa apenas em zonas montanhosas e de encostas, mas também em depressões com grande quantidade de vazios (naturais ou mineiras) e em solos argilosos sensíveis à retenção de água. A ocorrência deste ambiente é marcada principalmente pelas alterações climáticas (chuvas fortes e seca extrema), mas pode também surgir associada a fenómenos sísmicos e pelas diversas atividades humanas.

Para efeitos práticos, existem problemas e incertezas que podem ser muito complexas de abordar, como por exemplo:

- As condições iniciais do terreno, principalmente em profundidade;
- As propriedades mecânicas dos terrenos, heterogeneidade, anisotropia, linearidade;
- As condições hidráulicas, posição e oscilação do nível freático.

Uma avaliação adequada do perigo de “movimentos de terreno” é essencial para poder dar resposta ao estado inicial do terreno de fundação (tipo de solo e condições de equilíbrio), aos pontos críticos e ao método construtivo mais adequado.

## **2.3 Classificação de taludes**

Dentro do setor da construção e da sua forma de atuação, os taludes são submetidos a condições de carga variadas. Pode-se classificar o tipo de rotura em taludes em dois grupos, taludes de origem natural e taludes artificiais. Neste trabalho dar-se-á maior importância aos taludes artificiais, uma vez que os taludes naturais não se inserem no presente caso de estudo. No entanto, será feita uma breve descrição relativamente aos mecanismos de instabilização.

### **2.3.1 Talude natural**

Trata-se de taludes já existentes, frequentemente pouco homogêneos e com possíveis variações geológicas e estruturais (ex. falhas e outras descontinuidades). Os acidentes e incidentes observados nestes taludes mostram que é possível classificar o tipo de instabilidade em três grandes conjuntos:

- Deslizamentos em taludes com superfície de cisalhamento bem definidas no interior - ditos taludes infinitos e taludes finitos,
- Escorregamentos argilosos visco-plásticos ou fluídos (*mudflow*),
- Escorregamentos por perda de coesão / “liquefação”.

A maioria das roturas em taludes que surge a nível mundial insere-se num dos subtipos anteriores, sendo que a primeira é a mais comum. Para estes dois tipos de taludes, a análise de estabilidade considera as equações de equilíbrio estático limite, admitindo a plastificação do solo acima da superfície de deslizamento. Nesta superfície mobiliza-se a totalidade das resistências ao corte, seja a análise feita em condições drenadas ou não drenadas.

Independente da geometria da superfície de deslizamento, só há estabilidade quando a ação,  $S$  (peso e sobrecargas), for inferior à resistência mobilizada,  $R$ , na superfície de rotura idealizada.

A expressão  $S < R$  deve então ser satisfeita.

Definem-se seguidamente os dois principais tipos de rotura em taludes inseridos no primeiro subgrupo.

### 2.3.1.1 Talude infinito

Um talude é infinito quanto à rotura sempre que esta apresenta uma superfície de deslizamento plana, que se desenvolve paralelamente à superfície do terreno, sobre a qual se mobiliza uma espessura de terreno muito pequena comparativamente à dimensão do talude. A sua instabilização deve-se essencialmente à ação do peso das terras. Relativamente às forças que contribuem para a estabilização, deve ser prestada atenção à diferença entre tratar-se de condições drenadas e não drenadas. Nas condições não drenadas, deve ser subtraído o peso da água que atua em sentido contrário ao peso do solo.

### 2.3.1.2 Talude finito

A geometria circular da superfície de deslizamento aproxima-se da observada frequentemente em solos homogéneos. Existem várias abordagens possíveis para o cálculo de estabilidade, mais uma vez dependendo sempre de se estar perante condições drenadas ou não drenadas. O método mais simples considera um talude homogéneo e puramente coesivo - método "sueco" segundo Duncan & Wright (2005), o que nem sempre coincide com a realidade e torna difícil de identificar a superfície de rotura mais desfavorável. Dos vários métodos existentes, destacam-se os de equilíbrio-limite que consideram o solos dividido em diversas 'fatias' (em regra em condições não drenadas) limitadas inferiormente pela superfície de rotura e resolvem as equações de equilíbrio entre as várias fatias. Os métodos mais utilizados em engenharia (Bishop, Morgenstern e Price, Janbu, probabilísticos, etc.) diferem entre si essencialmente na forma como se consideram as forças de contato entre as diferentes 'fatias' do terreno, bem como na consideração de valores médios ou de uma gama de variação de valores para os parâmetros geotécnicos de cálculo.

## 2.3.2 Talude artificial

Um talude artificial é aquele que é construído pelo homem, que por sua vez pode resultar de escavação ou de aterro. Este tipo de taludes encontra-se sobretudo em minas a céu aberto, em barragens, e principalmente, em vias de comunicação, como é o caso das rodovias e ferrovias.

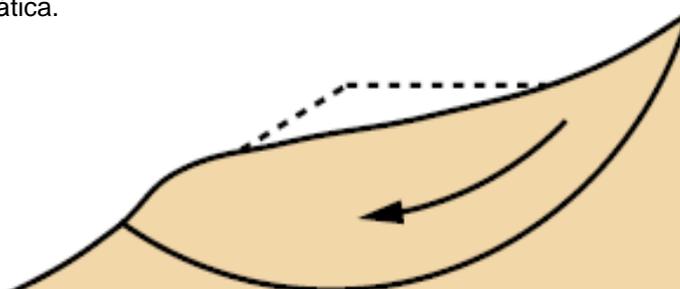
Os taludes artificiais são essencialmente afetados por escorregamentos e fenómenos de fluência. Podem ser subdivididos em:

- Taludes de escavação,
- Taludes de aterro,
- Taludes mistos (de escavação e aterro).

### 2.3.2.1 Talude de escavação

Estes taludes resultam de escavações num terreno existente e apresentam, de um modo geral, inclinações pouco acentuadas, pois eles próprios por vezes já são resultantes de uma medida de estabilização (reperfilamento). A Figura 2.2 exemplifica um exemplo de rotura num talude de escavação.

Quando se constroem taludes de escavação ficam descobertos os horizontes mais profundos do solo, onde o grau de meteorização é mínimo e a presença de matéria orgânica é inexistente. Os taludes de escavação apresentam então características muito pouco favoráveis ao desenvolvimento vegetal. É comum observar-se este tipo de taludes em minas de céu aberto e vias de comunicação. No caso de estudo em questão lidou-se com este tipo de taludes principalmente nos acessos à obra. Não sendo um ponto essencial desta dissertação, não se aprofunda esta temática.



**Figura 2.2 Rotura circular em talude de escavação**

### 2.3.2.2 Taludes de aterro

Um talude de aterro é aquele que é construído com material em regra de qualidade e em condições controladas pelo homem. Os taludes de aterro não costumam ter inclinações superiores a 35°, pois nestes caso a coesão é praticamente inexistente e o ângulo de atrito aproxima-se dos 35°. Apesar de tudo, devido à porosidade e baixa inclinação, a sua vulnerabilidade à erosão é menor, o que por sua vez facilita a colocação de vegetação sobre a sua superfície. Assim, um talude revestido por vegetação possui um solo que está agregado em grumos pela matéria orgânica, e estes estão agregados pelas raízes, pelo que poderá neste caso adquirir inclinações

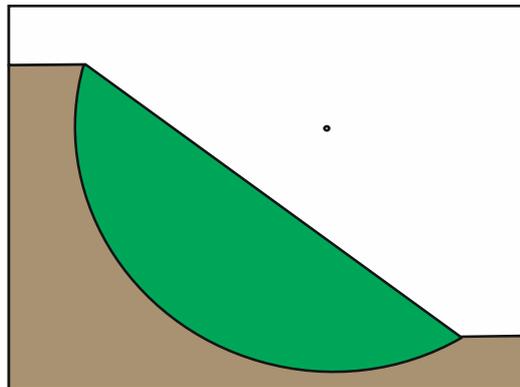
superiores às do talude natural. Este tipo de taludes encontra-se sobretudo em barragens de terra (paramento a jusante) ou em aterros para vias de comunicação - rodovias e ferrovias.

Estes taludes podem ser subdivididos em:

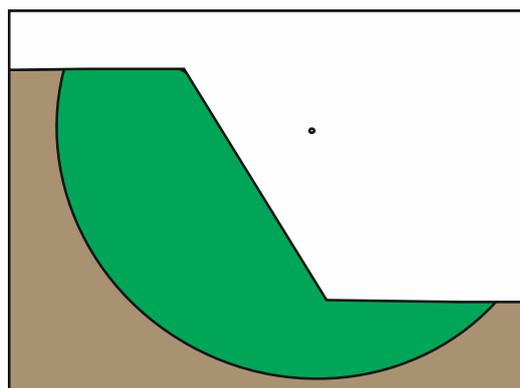
- Taludes em aterro fundados em terrenos não compressíveis,
- Taludes em aterro fundados em terrenos compressíveis,
- Diques e barragens de terra.

a) Taludes de aterro em terrenos não compressíveis

O tipo de instabilização neste caso ocorre geralmente por fenómenos de rotura circular. Estas roturas verificam-se essencialmente nos solos homogéneos, onde a superfície de rotura corresponde às zonas menos resistentes. Este tipo de roturas pode verificar-se no pé do talude (Figura 2.3), ou mais profundas (Figura 2.4), que resultam da presença de terrenos de fundação de má qualidade.



**Figura 2.3 Rotura circular em pé de talude**



**Figura 2.4 Rotura profunda em pé de talude**

b) Taludes de aterro em terrenos compressíveis

O tipo de rotura em aterros com solos compactados, que é o caso de estudo desta dissertação, cuja fundação assenta numa camada de argila mole, lodo ou turfa. As superfícies de rotura atingem tangencialmente a base da camada mole quando esta não é devidamente tratada.

A construção de aterros sobre solos compressíveis requer ao engenheiro uma série de conhecimentos técnicos que abrangem desde as fases de investigação do terreno e de elaboração do projeto geotécnico propriamente dito, até sua de execução e controlo em obra.

#### c) Diques e barragens de terra

Estes taludes têm como principal função proteger determinadas estruturas em caso de cheias e criar uma barreira à passagem da água. Estão normalmente associados a cursos de água delimitando zonas de interesse económico (agricultura e urbanizações). Estes aterros devem obedecer a controlos rigorosos ao nível de compactação e seleção de material (granulometria) que os constituem, pois devem formar barreiras resistentes e impermeáveis, cuja eventual rotura constitui um risco potencial muito elevado e intolerável para a sociedade. Por esse motivo, devem ser objeto de instrumentação e estar sujeitos a inspeções periódicas.

Na Suíça este tipo de problema tem vindo a ser submetido a rigorosos estudos de inspeção dos diques existentes, nomeadamente nos que servem de proteção em caso de cheias por parte do rio “Rhône”. De acordo com o comunicado do Etat do Valais, foi implementado um controlo nos diques naquela linha d’água, pois muitos deles foram sujeitos escavações por parte de toupeiras. Estes por sua vez escavaram canais dentro do corpo destas estruturas que, com a subida do nível água, pode originar a fenómenos de “piping” e, por consequência, inundar, após rotura, zonas situadas a jusante. (IVS 11/07/2011 - Etat du Valais, 2011)

#### d) Taludes mistos

Como o próprio nome, indica são taludes resultantes dos dois tipos de situações definidas anteriormente, ou seja, numa zona em encosta onde existe uma parte da terraplenagem feita em escavação e outra em aterro. Este tipo de situação também é comum em aterros já existentes que apresentem zonas instáveis e seja necessário reabilitar a parte instabilizada. A escavação de pontos críticos ou o reperfilamento para criar plataformas intermédias é o método de atuação mais comum verificado em fase de obra (alívio de sobrecargas, controlo de drenagem, proteção contra a erosão, etc.).

## 2.4 Execução de aterros

Para a execução de aterros é necessário avaliar primeiramente, ainda em fase de projeto, a quantidade e qualidade do material necessário para a realização da infraestrutura em aterro. Essa

quantidade, uma vez bem definida, juntamente com as exigências de qualidade do tipo de projeto em curso, irão proporcionar a pesquisa dos materiais adequados. É necessário então analisar a zona envolvente ao projeto, nomeadamente na procura de eventuais áreas de empréstimo de terras, sempre dependentes do tipo de materiais necessários de acordo com as exigências, nomeadamente em termos de granulometria, peso volúmico, coesão e ângulo de resistência ao corte.

Caracteriza-se sucintamente, em seguida, os aspetos relativos aos procedimentos envolvidos na construção de aterros.

### **2.4.1 Tipos de materiais**

Os materiais a utilizar em aterros são os definidos no projeto e resultam, por norma, dos materiais escavados ao longo do traçado das infraestruturas lineares, em áreas de empréstimo ou até em pedreiras. Os materiais a utilizar na construção da parte inferior dos aterros devem ser preferencialmente pouco sensíveis à variação do teor em água, especialmente sempre que existir a possibilidade de inundação e/ou de oscilações do nível freático. Na construção do corpo dos aterros poderão ser utilizados materiais que permitam a sua colocação em obra em condições adequadas, que garantam e assegurem por um lado a respetiva estabilidade e, simultaneamente, que as deformações pós-construtivas que se venham a verificar sejam toleráveis, a curto e longo prazo, para as condições de serviço previstas.

Para satisfazer as exigências de estabilidade quase imediatas dos aterros, os materiais a utilizar devem ter características geotécnicas que permitam atingir, logo após a sua colocação em obra, as resistências, em particular mecânicas, pretendidas. Isto pressupõe que eles possam ser corretamente espalhados e compactados, o que significa que é necessário que a dimensão máxima dos seus elementos permita o nivelamento das camadas e que a sua espessura seja compatível com a potência dos cilindros utilizados. O respetivo teor em água natural deve ser adequado às condições de colocação em obra. Os materiais que poderão ser utilizados na construção do corpo dos aterros devem estar isentos de ramos, folhas, troncos, raízes, ervas, lixos ou quaisquer detritos orgânicos.

Acresce que a dimensão máxima dos elementos dos materiais a aplicar será, em regra, não superior a dois terços da espessura da camada, uma vez compactada. Na parte superior dos aterros devem ser utilizados os materiais de melhor qualidade, de entre os provenientes das escavações ou de áreas de empréstimo. Na zona dos paramentos devem ser utilizados materiais compatíveis com a geometria dos taludes, de modo a evitar riscos de instabilidade e de erosão.

É ainda corrente, por razões económicas ou ambientais, a reutilização na construção de aterros com solos coesivos (finos e sensíveis à água) com elevados teores em água no seu estado

natural. Neste caso recorre-se a técnicas de tratamento (“in situ” ou em central) com cal ou outros ligantes hidráulicos, de forma a garantir as condições de trabalhabilidade dos equipamentos e atingir as condições exigidas para a sua colocação.

## **2.4.2 Estudo de áreas de empréstimo**

Uma área de empréstimo é um potencial local para a extração de um determinado material para uso em qualquer obra de engenharia, como é o caso dos aterros. A procura deste tipo de áreas surge devido à necessidade de obter determinados materiais de qualidade e numa certa quantidade que por vezes é economicamente mais viável em relação aos centros de produção (pedreiras).

Uma exploração deste tipo constitui uma ‘agressão’ à paisagem e, por isso, são necessários cuidados ambientais durante o desenvolvimento das atividades. Para a exploração dos materiais é quase sempre necessário que a vegetação e a camada superficial de solo sejam removidas para atingir o material a extrair, que em geral ocorre sob o nível superior do terreno. Nos casos em que a camada a ser aproveitada é pouco espessa, a exploração atinge grandes áreas, causando um maior impacto ambiental.

### **2.4.2.1 Seleção da área**

Para a exploração de uma área de empréstimo existem determinados critérios que devem ser examinados de modo a garantir o cumprimento de todos os requisitos ambientais e legais. A seleção da área de empréstimo é condicionada sobretudo pela distância de transporte (até à frente de obra), da quantidade de material disponível com a qualidade pretendida, e acessoriamente pelo respetivo teor natural em água e percentagem de matéria orgânica. Pode-se então dirigir o estudo perante os seguintes aspetos:

- É necessário uma cartografia e prospeção detalhada da área a ser explorada, de forma a eleger o lugar onde se poderá produzir a maior quantidade do material necessário, com a qualidade requerida, perturbando o mínimo necessário a paisagem e sua vegetação,
- Avaliar toda a rede de drenagem, presença de nascentes e o fluxo subterrâneo de água, pois se este for muito superficial deve evitar-se a sua contaminação,
- Independentemente da extensão da área a ser explorada, deve-se estimar corretamente a presença de áreas de interesse arqueológico, paleontológico, cultural e de biodiversidade, e solicitar a presença de uma entidade especializada durante toda a exploração,

- O projeto de estabilização geotécnica dos taludes, naturais ou artificiais, deve ser acompanhado de um plano de observação durante toda a fase de exploração, e garantir medidas que resistam à erosão pluvial e eólica,
- Deve ser elaborado um projeto de recuperação da vegetação local ou do uso económico da área, garantindo a não degradação do local. Na maioria dos casos recomenda-se o armazenamento do solo superficial em pargas (altura máxima 2 m) para depois recolocar no local.

#### 2.4.2.2 Prospeção geotécnica

Como foi explicado anteriormente, o recurso a áreas de empréstimo torna-se numa forma quase indispensável para a construção de aterros sempre que uma determinada zona seja carente de material de qualidade e/ou em quantidade. Para que tais locais sejam fornecedores de material para um dado aterro, é necessário garantir que as suas propriedades estejam de acordo com os requisitos definidos em projeto.

A prospeção geotécnica fundamental nesta fase resume-se principalmente à abertura de valas ou poços de inspeção, e eventualmente à execução de sondagens de furação, sempre complementada com a recolha de amostras remexidas para submeter a ensaios em laboratório, referidos na seção seguinte, permitindo deste modo obter um conjunto de valores de parâmetros geotécnicos para proceder ao cálculo do volume de material disponível com a qualidade pretendida. Geralmente é durante a eventual execução de sondagens que é conseguido identificar a posição do nível freático na área em estudo.

#### 2.4.3 Ensaios em laboratório

Para validar a seleção dos materiais de aterro, conforme descrito anteriormente, devem ser sempre garantidas as propriedades e características do material a aplicar conforme o estipulado em caderno de encargos.

Em todo o tipo de material é necessário controlar a respetiva granulometria, definindo desse modo um fuso granulométrico que permita definir um critério de aceitação do material (limites superior e inferior).

Além da análise granulométrica, é necessário conhecer outros parâmetros geotécnicos do material, tais como os limites de consistência, o teor em água ótimo e os pesos volúmicos natural e seco máximo. Estes últimos parâmetros, que permitem futuramente controlar a compactação do material durante a fase de execução do aterro, por exemplo através do ensaio com o gamadensímetro - Troxler, são avaliados em laboratório através do ensaio Proctor, em regra modificado, e da análise da curva de compactação e respetivo teor em água ótimo.

Para além disso, devem ainda realizar-se os ensaios de equivalente de areia, que permite conhecer a percentagem e qualidade de finos do material, bem como o triaxial consolidado em provete remoldado nas condições ótimas de compactação, para determinar a coesão e ângulo de resistência ao corte do futuro aterro.

Quando o material a aplicar é do tipo enrocamento (rocha), interessa conhecer essencialmente as propriedades físicas e mecânicas. No caso de taludes, é indispensável conhecer também o ângulo de atrito deste material, uma vez que é este o principal parâmetro que condiciona a inclinação (atrito), assim como a resistência à fragmentação e desgaste (ensaio de desgaste por abrasão) que este material oferece.

#### **2.4.4 Estudo da fundação**

A construção de aterros sobre locais onde, por exemplo, o terreno natural é constituído por solos compressíveis, isto é, deformáveis, que apresentem assentamentos excessivos ou possibilidade de rotura na base quando submetidos a carregamentos, devem ser sujeitos a um controlo especializado ao nível das fundações.

Os solos compressíveis possuem baixa resistência ao corte, normalmente associado à baixa resistência à penetração dinâmica -  $N_{SPT} < 2$  pancadas, e geralmente são constituídos por argilas (orgânicas ou não), e solos turfosos, frequentemente saturados.

Nesta situação, é necessário colocar na fundação dos aterros uma camada de materiais mais rijos. Os materiais que devem ser utilizados nesta fundação sobre solos compressíveis, devem ser mencionados em projeto, e dependem das condições de suporte futuras, e drenagem da área. Podem ser empregues os seguintes tipos:

- Areia isenta de matéria orgânica, torrões de argila ou outros materiais prejudiciais,
- Rocha britada,
- Seixo.

Estes materiais de substituição devem ser lançados e/ou compactados, de maneira que acatem as condições de compactação exigidas no projeto.

Existem no entanto algumas considerações que devem ser tomadas durante a execução de qualquer tipo de tratamento a nível de fundações. No caso da camada inferior do aterro assentar sobre um terreno inundado, toda a área de fundação deve ser, quando possível, previamente drenada antes do início da execução da fundação. Quando não houver a possibilidade de execução da drenagem, deve ser construída previamente uma camada de aterro, com agregados (Ex.º: brita), cuja superfície de trabalho fique sempre acima do nível de água, de maneira que a camada inicial do aterro sobrejacente possa ser compactada de modo a atingir os valores de projeto.

Com o objetivo de evitar instabilizações nos taludes de aterro por problemas na fundação, os aterros sobre solos compressíveis devem ser executados geralmente por três processos:

- Construção de aterro após remover o solo compressível,
- Construção de aterro com consolidação normal,
- Construção de aterro com consolidação acelerada.

#### 2.4.4.1 Colocação de aterro após a remoção do solo compressível

Nos casos onde exista viabilidade econômica para retirar totalmente ou apenas uma parte dos solos compressíveis, a escavação do material deve ser executada de acordo com as determinações do projeto. A fundação do aterro deve ser constituída por uma ou mais camadas de agregados e estes devem possuir granulometria conveniente, que impeça a penetração de finos do aterro no material de fundação. O aterro de ponta, que corresponde à zona de transição entre os dois tipos de materiais, deve ser executado forçando o material de substituição contra o solo compressível, provocando o seu deslocamento.

#### 2.4.4.2 Colocação de aterro com consolidação normal

Neste caso, o solo compressível não deve ser removido completamente e o aterro é construído diretamente sobre esse solo compressível. Quando no local existir água, deve-se efetuar a drenagem da área, por exemplo através de valas drenantes, antes do início da colocação do material inerte que irá constituir a fundação do aterro. Quando a fundação atingir a consolidação prevista, é dado o início da execução do corpo do aterro.

#### 2.4.4.3 Colocação de aterro com consolidação acelerada

Em situações que o solo compressível não for removido e seja necessário reduzir o tempo previsto para o desenrolar da maioria dos assentamentos, devem ser adotados métodos construtivos que permitam acelerar o processo de consolidação. As técnicas de aceleração de assentamentos em infraestruturas viárias resumem-se principalmente a métodos de aplicação de sobrecargas na fundação e/ou na execução de um conjunto de drenos verticais junto à fundação do aterro; nas ferrovias, onde é necessário limitar ao mínimo os assentamentos da plataforma da via, recorre-se frequentemente à execução de colunas de brita.

A execução de sobrecargas deve estar de acordo com o estipulado em projeto e a sua remoção, parcial ou total, deve orientar-se também pelos dados de projeto sempre auxiliado pela instrumentação em campo, garantindo que a fundação atingiu os assentamentos requeridos.

#### 2.4.4.4 Prospeção geotécnica da fundação

Dadas as características das formações que possam surgir na área de estudo, é necessário calcular e definir, em termos geológicos, os tipos de formações presentes e a profundidade a que se encontra o firme rochoso.

Para tal e sobretudo em solos brandos, é recorrente criar uma malha de amostragem indeformada e recorrer a ensaios de SPT dentro de sondagens e/ou ensaios CPT/CPTu ou de molinete (autoperfurador ou dentro de furos), que permitam caracterizar adequadamente o perfil do terreno de fundação e as respetivas características geotécnicas, nomeadamente de resistência e compressibilidade.

Uma vez recolhidas as amostras, caracterizam-se em laboratório os terrenos de um modo rigoroso, quer através de ensaios de identificação - análise granulométrica, limites de Atterberg, teor em água natural e teor em matéria orgânica, quer mecânicos - ensaios edométricos e triaxiais (não drenados). Refira-se ainda que é comum recorrer a aterros experimentais para avaliar o comportamento do material aplicado.

## 2.5 Problemas em taludes de encostas ferroviárias

Geralmente em países desenvolvidos, as vias de comunicação são infraestruturas projetadas e executadas sob um conjunto bem definido de regras e requisitos de qualidade, que visam garantir a sua exploração em total segurança, durante a sua vida útil. Contudo, devido à sua exposição, estas infraestruturas são afetadas sobretudo por fenómenos ambientais (clima) e fenómenos geodinâmicos naturais (p.e. sismos), assim como por fenómenos resultantes da sua própria exploração, como é o caso de vibrações ou descompressão por libertação de tensões.

No que diz respeito aos taludes em aterros, podem-se distinguir os seguintes processos de deterioração.

- Erosão,
- Desagregação superficial,
- Escorregamentos ou deslizamentos.

### 2.5.1 Erosão

O processo de erosão é um dos principais responsáveis pela destruição da estrutura do solo, transporte e da sua deposição a jusante do local de origem. Este processo ocorre tanto em taludes/encostas naturais, como em taludes de escavação e de aterro, como acontece nas vias de

comunicação. Como principal agente responsável, referem-se as águas pluviais, que podem agir diretamente ou por acumulação, neste último caso levando à formação de escoamentos superficiais que, apesar de lentos, são progressivos, o que lhes confere um elevado poder destrutivo ao longo do tempo e do espaço.

De um modo geral a erosão é responsável por grande parte dos problemas que ocorrem em taludes de solos, principalmente quando a vegetação é escassa, viabilizando a formação de ravinas profundas e barrancos que favorecem a infiltração e percolação nos terrenos infrajacentes. Estes acontecimentos, combinados com outros fenômenos que possam ocorrer em simultâneo, são desencadeadores de outros eventos, tais como escorregamentos nas cristas dos barrancos.

#### 2.5.1.1 Erosão no talude

Neste tipo de processo é comum distinguir-se dois tipos de atuação, dependendo certamente das propriedades e do tipo de solo em questão. Pode-se então presenciar, primeiramente a presença de “sulcos” e ravinas, principalmente nos taludes com maior inclinação. Este tipo de erosão está associado normalmente a vegetação escassa e à ausência de drenagem superficial na crista. O escoamento das águas superficiais e de chuvas intensas é o principal fator que desencadeia este tipo de desgaste que afeta principalmente os solos do tipo areno-argiloso. Numa segunda fase, verifica-se uma erosão do tipo diferenciada, este sistema é comum em taludes constituídos por materiais estratificados com diferentes suscetibilidades à erosão. Devido ao avanço da erosão, é comum ocorrer o descalçamento das camadas mais resistentes, em consequência de uma erosão mais intensa das camadas infrajacentes, mais brandas.

#### 2.5.1.2 Erosão da plataforma da via

Este tipo de erosão surge associado a acumulações de águas provenientes dos próprios taludes e/ou da plataforma. A falta de declive e escoamento destas águas para um sistema de drenagem superficial conduz a uma degradação longitudinal nos flancos da via, conduzindo a uma possível infiltração e potencial erosão interna sob a plataforma, com os inerentes problemas de assentamentos a longo prazo. Este tipo de erosão é contudo mais comum em rodovias que em ferrovias.

#### 2.5.1.3 Erosão associada a estruturas de drenagem

Durante a construção/renovação de algumas vias é inevitável a criação e modificação dos sistemas de drenagem das águas superficiais. Em certos casos, devido a uma avaliação deficiente nos casos de chuvas torrenciais, é comum dimensionar-se sistemas de dissipação de energia inapropriados. Da mesma forma, a fissuração de valetas e sistemas de drenagem enterrados podem viabilizar uma infiltração de água direta no corpo do aterro.

Para combater os fenómenos de erosão registados durante o tempo de vida útil de um empreendimento é fundamental recorrer a medidas de minimização. A execução de sistemas de drenagem superficial, a regularização do talude e o seu revestimento com terra vegetal fazem parte dessas medidas. A proteção do talude através da colocação de vegetação de pequeno porte, a construção de caixas de dissipação de energia e a criação de bacias de retenção são outros exemplos indispensáveis para o funcionamento adequado da drenagem das águas pluviais.

### **2.5.2 Desagregação superficial de aterros**

Este fenómeno é superficial e é semelhante à erosão, resultando da exposição do material a efeitos de humidade e/ou gelo-degelo (ação cíclica associada à presença de água), provocando assim a remoção de material do corpo do aterro.

### **2.5.3 Escorregamentos em taludes de aterro**

Caracterizam-se por movimentos rápidos de frações do próprio talude. Apresentam geralmente uma superfície de rotura bem definida, dependendo do tipo de solo, da própria geometria e das condições dos fluxos de água aderentes.

O desencadeamento deste tipo de movimentos pode dar-se devido a diversos fatores, tendo maioritariamente a água como principal agente potencializador, pois é durante períodos chuvosos que são observados com maior frequência.

Os principais problemas de instabilização de um aterro podem dividir-se essencialmente em três tipos, que se caracterizam sucintamente em seguida.

- Fundação,
- Corpo do aterro,
- Drenagem.

#### **2.5.3.1 Fundação**

Este tipo de problemas de instabilização ocorrem essencialmente quando o solo sobre o qual se funda o aterro tem fraca capacidade portante. Este fenómeno é característico de zonas de morfologia suave como, por exemplo, nas baixas aluvionares e nas linhas de água. Devido à sobrecarga que estes solos recebem, podem desencadear-se assentamentos e/ou roturas no solo que serve de fundação. Para evitar este tipo de problema é frequente recorrer a um reforço do terreno. Este aspeto foi considerado no âmbito do caso em estudo, analisado mais adiante, obrigando a uma remoção e decapagem do solo vegetal, mais deformável. O recurso a geotêxteis também é comum em algumas obras, geralmente associado a uma camada artificial de solo de granulometria controlada e devidamente compactada, oferecendo assim capacidade de drenagem e de suporte. Ainda neste contexto deve-se dar particular atenção à construção de aterros sobre o

maciço rochoso, pois é no contato entre o solo/rocha que se determina uma mudança substancial na permeabilidade e na resistência dos materiais, permitindo assim o desenvolvimento de forças de percolação de água, facilitando a instalação de uma potencial superfície de rotura.

A subida do nível freático e a saturação temporária do solo são situações que atuam também diretamente na instabilização de aterros. Resultantes de períodos de precipitação elevada ou de deficiência a nível das redes de drenagem implementadas, estes acontecimentos traduzem-se num aumento das pressões intersticiais, quer pelo efeito da água, como redutor da resistência dos materiais envolvidos, quer pela diminuição da tensão efetiva ( $\sigma' = \sigma - u$ ).

### 2.5.3.2 Corpo de aterro

As principais instabilizações observadas em aterros devem-se a problemas no próprio corpo do aterro. Este fenómeno ocorre devido à sua deficiente compactação, ou eventualmente mesmo à inexistência. O uso de materiais e de geometrias inadequadas pode conduzir a assentamentos no corpo do aterro e permitir, futuramente, infiltrações que, por sua vez, no seu conjunto irão comprometer o próprio aterro. No caso de estudo analisado deu-se elevada importância a este problema e, sempre que necessário, recorreu-se a ensaios de laboratório (análise granulométrica, Proctor) para caracterizar quer a granulometria do material, quer as condições ótimas para a compactação.

### 2.5.3.3 Drenagem

Estas instabilizações ocorrem quando os sistemas de drenagem, ou a inexistência destes, permitem a acumulação de água junto do aterro. Por vezes a obstrução de coletores pode conduzir a acumulações de água que a obrigue a passar diretamente pelo corpo do talude; a sua saturação pode provocar o seu colapso.

Um dimensionamento adequado do sistema de drenagem, assim como a sua manutenção, é fundamental para garantir o funcionamento da estrutura a longo prazo. Este sistema a longo prazo pode apresentar problemas relacionados com danos nas caleiras, valetas e/ou caixas coletoras que, no seu conjunto, poderão provocar deficiências no sistema e conduzir a infiltrações, nos taludes ou nas próprias plataformas de exploração (ferrovia), ocasionando a saturação e a potencial erosão, conduzindo ao aparecimento de fendas que, por sua vez, podem levar a importantes movimentos de massa.

## 2.5.4 Instabilizações em taludes mistos

Além do definido anteriormente para os taludes em aterro, deve referir-se as escavações executadas para as soluções mistas. Considerando um talude no seu estado inicial, o conjunto de

tensões no seu interior obedece ao estado de equilíbrio natural de um maciço. A execução de um corte nesse mesmo 'maciço' traduz-se numa alteração naquele campo de tensões, o que tende a instabilizar a região a montante do talude, que evolui para um novo estado de equilíbrio com o novo campo de forças atuantes. As forças de tração que venham a ocorrer poderão desencadear a abertura de fendas que, ao serem preenchidas por água, provocam uma força de impulsão instabilizadora do maciço. A este fenómeno estão associados inúmeros casos de escorregamentos.

Este tipo de escorregamento pode ocorrer quando a inclinação do talude é superior aos parâmetros geológicos e geotécnicos intrínsecos do maciço, como é o caso da coesão e do ângulo de resistência ao corte do terreno que, em certos casos, pode corresponder a um aterro ali existente, funcionando como ação estabilizadora.

## **3 Estabilização de taludes de aterro – medidas mitigadoras**

Presentemente existem vários tipos de soluções disponíveis para reabilitar a estabilidade de um talude de aterro. Apesar de a tendência ser de encontrar a solução mais interessante a nível económico, deve considerar-se que cada caso é um caso e, portanto, é geralmente inevitável proceder a estudos geológicos e geotécnicos adequados. A opção por determinado tipo de solução (reconstrução, proteção, reforço e/ou drenagem) depende do problema a ser resolvido e da viabilidade de execução, considerando ainda a viabilidade económica.

Neste capítulo descrevem-se as principais medidas mitigadoras a implementar para assegurar a estabilização de taludes instáveis, nomeadamente no contexto das infraestruturas ferroviárias. Apesar do vasto campo de aplicação, resta salientar que muitas das soluções passam pela combinação de vários tipos de soluções.

### **3.1 Reconstrução**

Como o próprio nome indica, trata-se da reconstrução total do talude tendo em conta os cuidados básicos necessários para garantir a eficácia da solução ao longo do tempo. Interessa então descrever os requisitos necessários à adoção desta solução.

#### **3.1.1 Escolha e tratamento do solo adequado**

O material deve ser analisado e submetido a ensaios de laboratório para garantir a sua qualidade e determinar as suas características físicas e mecânicas. Normalmente a seleção do tipo de material é controlada através de um fuso granulométrico previamente aprovado.

#### **3.1.2 Preparação do terreno de fundação**

Esta etapa é indispensável e traduz-se na remoção de raízes e vegetação, assim como os primeiros centímetros/décímetros de solo rico em matéria vegetal.

#### **3.1.3 Preservação do solo vegetal**

A preservação da camada vegetal removida na etapa anterior em pargas, mesmo não sendo obrigatória, deve ser aplicada sempre que possível. É uma medida que visa reutilizar este tipo de solos na última fase de construção do aterro, podendo assim reatribuir à zona o seu aspeto inicial ao mesmo tempo que garante uma proteção contra a erosão superficial.

### 3.1.4 Preparação da superfície de contato terreno/aterro

Esta etapa é obrigatória na construção de aterros em taludes, ou seja, em terrenos inclinados. Este contato deve ser construído em forma de degraus, por endentamento da fundação, reduzindo assim o efeito “patim” (plano de escorregamento) no contato entre os dois tipos de materiais. O recurso a geotêxteis nesta superfície de contato também se torna essencial na separação dos dois tipos de solos, associada à garantia de drenagem das águas sob o aterro, ao longo de cada degrau – Figura 3.1.

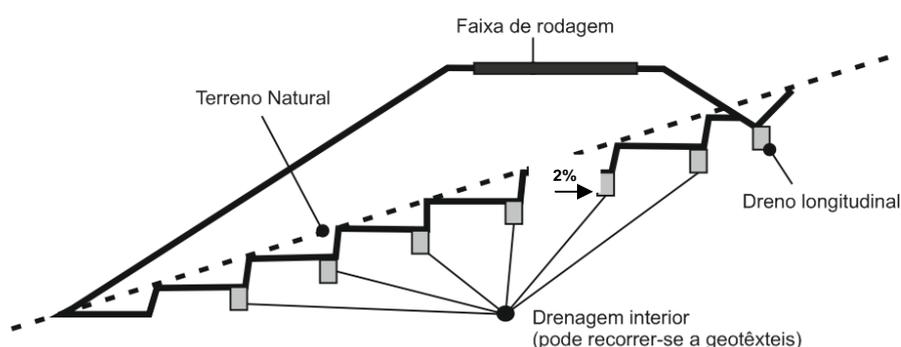


Figura 3.1 Esquema do endentamento da fundação num aterro em encosta

### 3.1.5 Drenagem do aterro

A drenagem deve ser garantida e corretamente dimensionada de acordo com as condições climáticas da região e a possibilidade de infiltrações significativas deve ser eliminada. No caso de zonas onde possam ocorrer fenômenos de gelo-degelo, as estruturas em betão/cimento devem ser adaptadas. Sempre que existam zonas húmidas ou a surgência de água, essa mesma água deve ser conduzida a um dreno longitudinal tipo “pé de talude” de modo a conduzi-la ao exterior do aterro.

### 3.1.6 Controlo de compactação do aterro

Esta é, sem dúvida, uma das etapas mais importantes de toda a (re)construção de um aterro. A utilização de equipamentos adequados é uma das condições para conseguir uma boa compactação e respeitar os prazos impostos à empreitada. Existem diversos métodos para avaliar o grau de compactação de um aterro, tais como os ensaios de placa, o gamadensímetro ou o método da garrafa de areia/speedy são alguns exemplos. No caso de estudo analisado no capítulo seguinte foi utilizado o gamadensímetro, vulgarmente designado de troxler, a marca comercial do instrumento.

## **3.2 Reperfilamento**

Este é um processo de terraplenagem através do qual se alteram, por escavações e/ou aterros, os taludes existentes num determinado local tendo como objetivo a respetiva estabilização. É a intervenção mais utilizada devido à sua simplicidade e eficácia. O seu objetivo é o de reduzir a inclinação de um talude de modo a que a nova seja inferior ao ângulo de resistência ao corte –  $\phi$ , do material que o constitui.

## **3.3 Estruturas de contenção**

Entende-se por muros de contenção todas as estruturas que, uma vez implantadas num talude, oferecem resistência ao movimento deste ou à sua rotura. O princípio deste tipo de solução é o de reforçar uma parte do maciço de modo a que este resista aos esforços que levam à instabilização do mesmo.

Apesar de o objetivo desta dissertação visar a contenção de um talude em aterro, interessa abordar neste capítulo, face ao caso de estudo a analisar, as estruturas de contenção para taludes mistos onde, para além do aterro, é necessário reforçar trechos resultantes de escavações, quer para caminhos de acesso quer para taludes no coroamento das intervenções. Interessa salientar que durante a empreitada acompanhada e realizada pela empresa Tecnasol, foi necessário proceder a contenções em taludes de escavação quer em acessos quer em valas abertas em declive, quer para a realização da sapata de alguns muros de suporte.

### **3.3.1 Muro de gravidade**

Os muros de gravidade são estruturas de suporte de terras, em geral de pedra ou de betão (simples ou armado), nas quais o peso próprio, ou este combinado com o peso das terras suportadas, desempenha um papel fundamental na estabilidade. Estas forças atuantes garantem, por um lado o atrito entre a base do muro e o terreno de fundação, e por outro induzem um momento estabilizador de valor superior ao induzido pelos impulsos horizontais das terras. Geralmente são utilizados para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 m, ou quando se pretende evitar a utilização de armaduras. São exemplos as obras marítimas e portuárias onde o contacto com a água conduz à rápida corrosão das armaduras.

No caso de um muro de pedras colocadas manualmente, a resistência do muro resulta unicamente da disposição dos blocos. Este tipo de muro apresenta como vantagens a sua simplicidade de construção, a dispensa de dispositivos de drenagem, pois o material do muro é drenante, e o seu custo reduzido, pois normalmente os blocos encontram-se disponíveis no local. A estabilidade interna deste tipo de construção requer que os blocos tenham dimensões próximas,

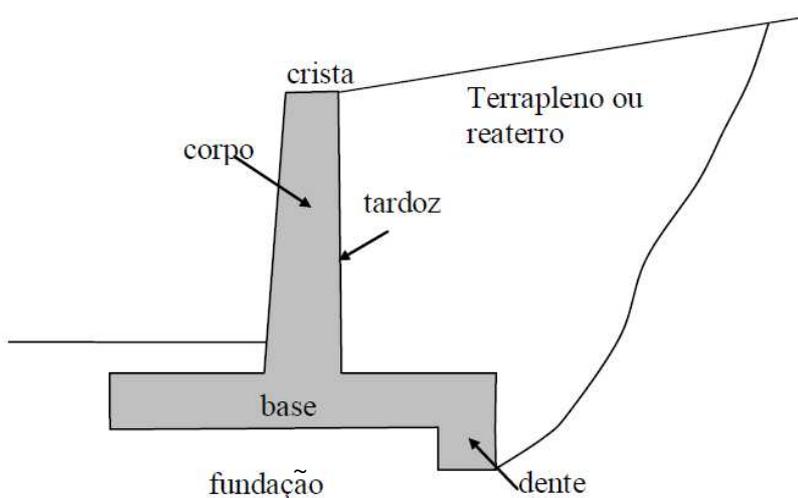
o que conduz a um maior atrito entre eles. Este sistema pode ser ainda combinado com o preenchimento de cimento para lhe atribuir maior resistência. No entanto, uma regra deste tipo de obra é que a base do muro deve estar sempre a uma cota inferior à do terreno, permitindo assim reduzir o risco de rotura por deslizamento no contato muro-fundação.

### 3.3.2 Muro de gabiões

Trata-se de caixas ou gaiolas de arame galvanizado, preenchidas com pedra britada ou seixos, que são colocadas justapostas e costuradas umas às outras por arame, formando muros de diversos formatos. São utilizados geralmente como proteção superficial de encostas, de margens de rios e ainda como muros de contenção até alturas de alguns metros. Devido à sua simplicidade construtiva e ao seu baixo custo, são muito utilizados como contenção de aterros e de encostas de maneira provisória e com menor comprometimento. Uma atenção particular deve ser dada na sua implantação, a de utilizar uma manta de geotêxtil ou areia fina como material de transição entre o muro e a encosta, pois evita-se assim a colmatagem dos espaços vazios que tornam estas gaiolas drenantes, garantindo assim a eficácia da estrutura a longo prazo.

### 3.3.3 Muro de betão armado

Este tipo de estrutura vem geralmente associada à execução de aterros, ou “re-aterros”, uma vez que para assegurar a sua estabilidade precisa, para além do próprio peso, do contributo do peso de uma porção do solo adjacente, ou seja, que este funcione como parte integrante da estrutura. A execução de um sistema de drenagem adequado é também indispensável, através do recurso a furos e/ou drenos. A Figura 3.2 ilustra um típico muro em betão armado e as suas partes integrantes. Estes muros diferem dos de gravidade essencialmente devido à existência componente de resistências à flexão.



**Figura 3.2 Esquema de um muro de suporte em betão armado**

### 3.3.3.1 Muro com contrafortes

Como o próprio nome indica, são muros com uma estrutura em betão também armada que visa interligar o corpo do muro com a base, garantindo assim uma resistência extra na estrutura. São muros armados nas duas direções contendo armaduras horizontais com o objetivo de limitar as deformações diferenciais e diminuir a espessura necessária do muro. Este tipo de sistema é uma ótima solução quando o terreno de fundação é de boa qualidade e quando é colocado material de aterro no tardo de este muro, pois é o peso próprio juntamente com a qualidade da fundação do muro que vão garantir toda a estabilidade da estrutura.

### 3.3.3.2 Muro ancorado/pregado

Os muros ancorados são construídos em betão armado e têm como objetivo a contenção de grandes massas de solo e/ou blocos de rocha, com o recurso a sistemas de cabos de alta resistência, inseridos em furos executados no terreno com uma dada inclinação e profundidade previstas em projeto. Estes cabos fazem a ligação ao substrato mais resistente através da zona de amarração (zona formada por calda de cimento injetada a alta pressão que forma um bolbo de selagem).

Para a construção destes muros, além da fundação direta ao substrato, é possível recorrer a fundações indiretas como é o caso das microestacas. Isto acontece quando o substrato firme se encontra a grande profundidade como acontece no caso em estudo.

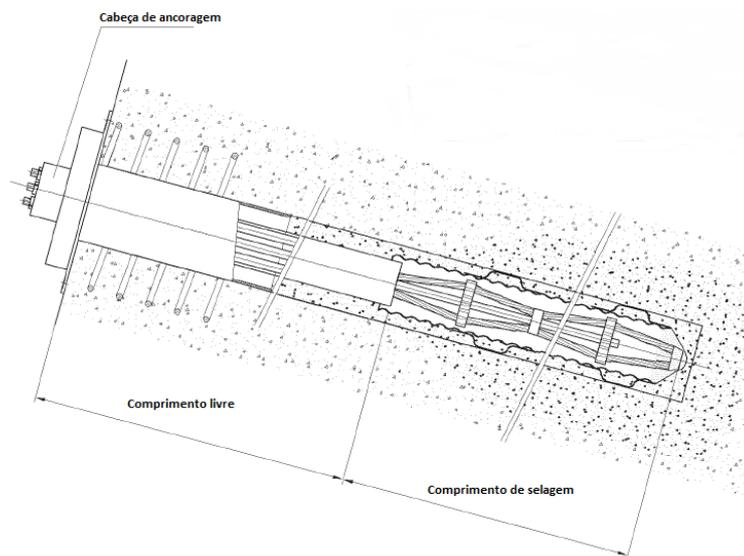
No caso dos muros em que as ancoragens são passivas – pregagens, o princípio é semelhante embora o sistema seja diferente. Num muro pregado o sistema é constituído por barras de aço fixadas ao terreno com calda de cimento, com o objetivo de conter os blocos isolados ou fixar a estrutura de betão armado sem adicionar qualquer força compressiva. O sistema funciona à tração, ou seja, o próprio movimento do terreno vai ativar o bloqueio, tracionando as barras.

#### a) Ancoragem

Uma ancoragem é uma estrutura considerada um reforço ativo que introduz um tracionamento no terreno através da instalação de um reforço por cabos de aço selados ao terreno por uma calda de cimento injetada sob pressão.

Pode-se dizer que uma ancoragem é essencialmente constituída por três partes: (i) a cabeça da ancoragem, conjunto formado por uma placa de distribuição, placa porta-cunhas, cunhas e dispositivos de proteção definitiva; (ii) o comprimento livre, trecho de armadura compreendido entre a parte superior da ancoragem e o bolbo de selagem (onde não existe transmissão de tensões ao terreno); e (iii) o comprimento de selagem, que corresponde ao trecho da ancoragem

que se destina a transmitir as tensões ao terreno. A Figura 3.3 mostra esquematicamente estas três partes.



**Figura 3.3 Esquema de uma ancoragem (Freysinnet, 2014, adaptado)**

A capacidade de carga de uma ancoragem activa é condicionada pela resistência intrínseca de cada uma das suas componentes, pelas reações mobilizadas no terreno junto ao bolbo de selagem e pela resistência na zona da cabeça ao nível do suporte. A constituição das ancoragens depende de vários fatores como o tempo de vida especificado em projeto, as características construtivas e o meio envolvente, sobretudo na proteção contra a corrosão e contra os possíveis fenómenos de fluência.

#### b) Microestacas

Uma microestaca é um elemento estrutural do tipo fundação indireta que transmite as cargas da estrutura principal a um terreno com elevada capacidade de carga situado a maior profundidade, relativamente à cota da estrutura principal.

A microestaca é geralmente composta por uma armadura de secção circular, em aço, colocada num furo previamente aberto (100 a 300 mm de diâmetro), procedendo-se posteriormente à selagem exterior e interior com calda de cimento, à semelhança das ancoragens. Uma microestaca apresenta assim um comprimento de selagem, situado na extremidade oposta à boca do furo que, por atrito lateral, garante a capacidade de carga da mesma.

#### 3.3.4 Parede moldada (escavação)

Uma parede moldada traduz-se num elemento, ou vários, verticais ou subverticais, de betão armado, que funcionam como parede e que, por sua vez, são ancorados ao substrato do maciço através do recurso a ancoragens. Estas paredes, que podem adotar geometrias variáveis, ora

consistem em placas isoladas para cada ancoragem, ora placas englobando duas ou mais ancoragens, ou formam uma cortina única incorporando todas as ancoragens. Este tipo de estrutura é exigente no que diz respeito à geologia local, ou seja, é fundamental a presença de horizontes suficientemente resistentes e a profundidade compatível para receber os esforços transmitidos pelas ancoragens.

### 3.3.5 Solo pregado (escavação)

O solo pregado constitui uma técnica de contenção de taludes com recurso a pregagens, malhassol, betão projetado e drenos. A função da malhassol e do betão projetado é de proporcionar estabilidade local junto ao paramento do talude que, com o recurso às pregagens, vão-lhe dar estabilidade (Figura 3.4). É comum recorrer-se a tubos drenantes para evitar a acumulação de água no tardo de esta estrutura, reduzindo assim qualquer pressão hidrostática.

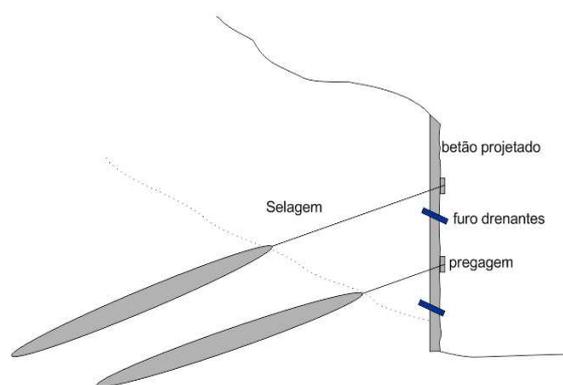


Figura 3.4 Exemplo parede pregada em “Chalet Long” (BEG SA 2014a)

### 3.3.6 Cortina de estacas

São paredes de estacas pouco distanciadas entre si (podendo mesmo intersectar-se) de forma a criar uma estrutura contínua. Consiste numa parede rígida com uma elevada resistência à pressão horizontal das terras e à pressão da água. As deflexões horizontais da parede são mínimas. No caso de uma cortina de estacas secantes a estrutura forma uma barreira de suporte de água quase impermeável e pode ser construída em locais de dimensões reduzidas e junto a estruturas existentes. Apesar de ser um sistema por vezes bastante oneroso, em determinados projetos pode ser facilmente incorporada na estrutura final como um membro de suporte de carga vertical. A Figura 3.5 representa um dessas cortinas de estacas.

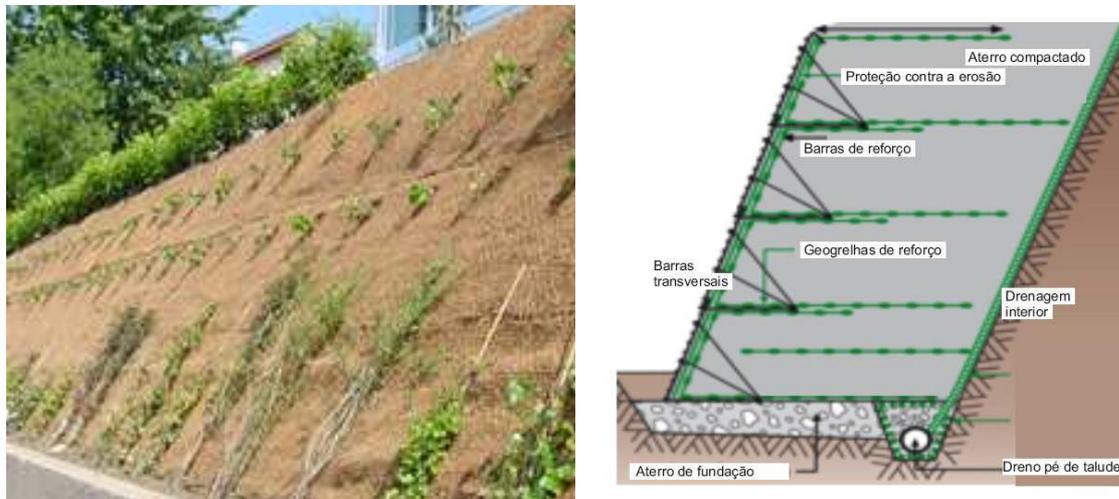


**Figura 3.5 Exemplo de parede de estacas no NEC de Rennes (Keller 2005)**

### 3.3.7 Soluções de reforço alternativas

#### 3.3.7.1 Terra armada

São estruturas de contenção flexíveis, constituídas por materiais previamente selecionados e compactados, reforçados por elementos lineares que serão submetidos à tração. Podem ainda ser associados módulos pré-fabricados de revestimento ou apenas elementos de tela, normalmente revegetados – Figura 3.6.



**Figura 3.6 Exemplo de terra armada (Sytec,2005a, adaptado)**

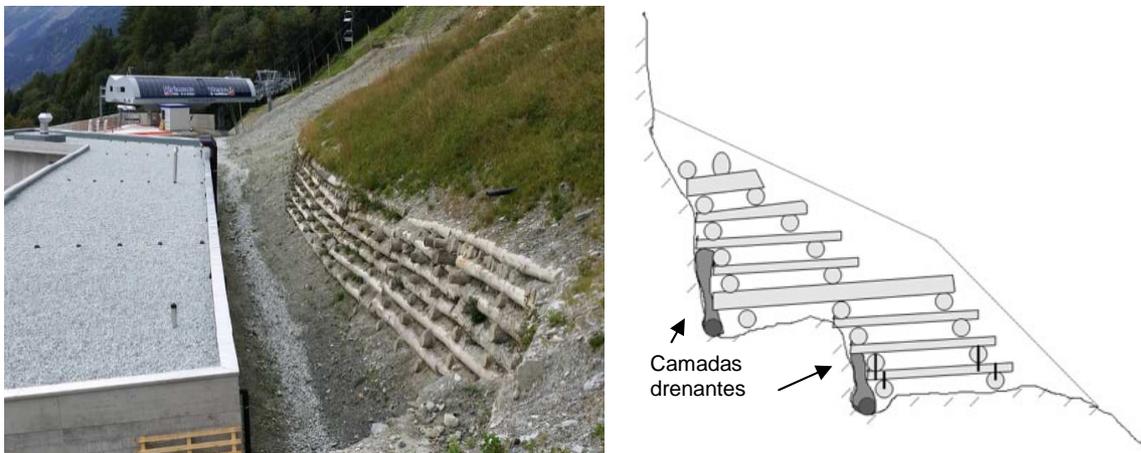
Devido à sua elevada capacidade de suportar solicitações, a terra armada é ideal para grandes taludes ou taludes que estejam sujeitos a sobrecargas excepcionais, como por exemplo em estradas de montanha. O princípio da tecnologia é a interação entre o aterro selecionado e os reforços, armaduras de elevada aderência que, adequadamente dimensionados, produzem um maciço integrado no qual as armaduras resistem aos esforços internos de tração desenvolvidos.

Estes maciços armados passam a comportar-se como um corpo coesivo, suportando, além do seu peso próprio, as cargas externas para as quais foram projetados.

### 3.3.7.2 Contenção em troncos de madeira

Este tipo de bio-contenção começa a ser utilizado pois oferece uma boa garantia a longo prazo e respeita todos os aspetos ambientais. O princípio básico, conforme se pode observar na Figura 3.7, consiste na colocação de troncos cruzados e perpendiculares de modo a que parte que fica enterrada permita o desenvolvimento de uma força estabilizadora. A força estabilizadora neste caso é o próprio peso dos troncos, juntamente como o material de preenchimento.

O aspeto visual deste tipo de obras é uma das suas vantagens, dando assim uma excelente alternativa quando se trata do bloqueio de taludes em caminhos de acesso e zonas verdes.



**Figura 3.7 Exemplo de contenção de talude com troncos de madeira (BEG SA, 2014b)**

### 3.3.7.3 Sistema Platipus

É um sistema que permite responder a situações difíceis com rapidez, como é o caso de instabilizações iminentes ou contenções provisórias. A simplicidade e rapidez de instalação deste sistema de ancoragem atribui-lhe uma forte procura para responder a várias aplicações, provisórias ou mesmo permanentes, na área da engenharia. É utilizado principalmente em terrenos pobres em seixo, não gera perturbações no terreno e pode ser dimensionado de acordo com a carga que deve suportar.

Nos últimos anos este sistema tem sido aplicado em estabilização de taludes em estruturas tais como muros de suporte, muros de gabiões, ou no contexto de segurança em obra, de fundações, de sistemas de drenagem ou de controlo da erosão, entre outros. São instalados por cravação e são ativados através de um empuxe que vai colocar a cabeça das ancoragens perpendicular ao movimento, garantindo desta forma a resistência à tração do conjunto. A Figura 3.8 mostra um

exemplo de aplicação na contenção de um muro de suporte em França. Segundo esta fonte, um muro de 2,7 m de altura começou a apresentar fissuras devido ao acréscimo da pressão hidrostática no seu tardoz. Devido à necessidade de intervir rapidamente, foi decidido recorrer a este sistema que resultou na construção de duas linhas de ancoragens de 6 m, inclinadas a 20°, e equipadas de um “Plati-Dreno”, permitindo assim anular as pressões exercidas no muro.



**Figura 3.8 Exemplo de aplicação do sistema platipus (Platipus, 2014)**

#### 3.3.7.4 Redes metálicas pregadas

Este é um sistema, que visa o reforço de taludes, sejam eles em solo ou rocha, através de redes metálicas de resistência elevada que estão pregadas ao maciço. Estas redes de resistência elevada garantem uma boa distribuição dos esforços de tração, transmitindo-os para as pregagens devidamente dimensionadas. Este sistema pode ser combinado com tapetes de vegetação para satisfazer requisitos ambientais e paisagistas.

#### 3.3.7.5 Pedraplenos

São elementos construtivos que consistem na colocação de pedras/blocos de enrocamento rochosos. São utilizados sobretudo em aterros, e sobretudo em zonas que possam estar sujeitas a inundação. O tamanho dos elementos varia entre 100 e 900 mm. São resistentes à erosão e resistem a longo prazo. O princípio básico deste tipo de obra visa aproveitar o peso próprio e o ângulo de atrito entre estes blocos de rocha para garantir a estabilidade da estrutura. São soluções expeditas que normalmente são utilizadas como medidas de urgência, nomeadamente no bloqueio de taludes.

### **3.4 Drenagem**

As estruturas de drenagem surgem com o intuito de captar e direcionar as águas do escoamento superficial, assim como a diminuição da percolação no interior do maciço. Este tipo de obras representa um dos procedimentos mais eficientes no que toca à estabilidade de todo o tipo de taludes, tanto no caso em que a drenagem é utilizada como o único recurso, ou quando ela é um recurso adicional, ou seja, quando surge associado a obras de contenção e reperfilamento.

Distinguem-se dois tipos principais de drenagem, um engloba todos os sistemas de drenagem de superfície, o outro diz respeito à drenagem profunda, que se sintetizam seguidamente.

#### **3.4.1 Drenagem de superfície**

Como referido no capítulo anterior, a captação do escoamento das águas superficiais caracteriza a principal função deste tipo de estruturas. Dentro deste grupo encontram-se meias-canais, valetas e valas, e as caixas de água, que ao captarem por sua vez a água a conduzem para locais favoráveis, normalmente para cursos de água vizinhos ou mesmo para condutas apropriadas. Através desta drenagem é possível evitar os fenómenos de erosão superficial dos taludes, diminuindo desta forma a infiltração potencial de água no maciço e reduzindo assim os efeitos de saturação do solo, que diminuem a respetiva resistência. Dentro deste grupo, destacam-se as seguintes, pela sua maior frequência de utilização:

- Caleiras longitudinais,
- Caleiras transversais,
- Caleiras de crista,
- Caleiras de pé de talude,
- Caleiras de plataforma,
- Restituição de água,
- Escadas de água,
- Caixas de dissipação,
- Caixas de transição.

##### **a) Caleiras longitudinais**

São canais de seção semicircular construídos no sentido longitudinal a vários patamares dos taludes e têm como objetivo o de recolher as águas pluviais que se escoam à superfície desses taludes. A posição e inclinação relativa das caleiras deve ser suave e favorável ao escoamento, sem que a velocidade atinja valores excessivos.

#### b) Caleiras transversais

Consistem em canais construídos no sentido transversal das plataformas e têm como função evitar o escoamento das águas pluviais no sentido transversal na plataforma, conduzindo-as assim até às caleiras longitudinais citadas anteriormente.

#### c) Caleiras de crista

Como o próprio nome indica, este tipo de construção é feita na crista do talude, e tem como finalidade recolher o fluxo de água de superfície proveniente do terreno situado a montante. Este sistema evita assim que mais água atinja o talude, minimizando deste modo a erosão da superfície exposta.

#### d) Caleiras de pé de talude

São construídas no pé dos taludes e, à semelhança das caleiras de crista, servem para coletar as águas superficiais provenientes do talude a montante, evitando que se desencadeiem processos erosivos junto ao pé do talude.

#### e) Caleiras de plataforma

São construídas lateralmente às estradas e caminho-de-ferro, acompanhando sempre o perfil da via, permitindo assim recoltar as águas superficiais provenientes da mesma.

#### f) Saídas de água

São canais construídos junto e obliquamente às caleiras de via, tendo como objetivo o de interceptar as águas das caleiras de via encaminhando-as para drenagens naturais.

#### g) Escadas de água

Este tipo de obra é construído geralmente segundo a linha de maior declive do talude, são canais em forma de degraus que têm por objetivo de coligir as águas das caleiras e de lhes quebrar a velocidade de escoamento. Os degraus ou batentes provocam a dissipação de energia no regime de escoamento, reduzindo assim o risco de trasbordamento em caso de precipitações elevadas.

#### h) Caixas de dissipação

Geralmente construídas em cimento, são colocadas nas extremidades das escadas de água e caleiras de drenagem, dissipando assim toda a energia hidráulica das águas coletadas, evitando igualmente as velocidades de escoamento elevadas.

#### i) Caixas de transição

São caixas construídas na intersecção das caleiras e escadas de água, nas mudanças bruscas da direção do escoamento, e na junção das caleiras transversais. Este tipo de estrutura, além de favorecer a mudança de direção no escoamento junta também a função de dissipação de energia hidráulica.

### 3.4.2 Drenagem profunda

O objetivo essencial deste tipo de drenagem é o de promover processos que resultem na retirada de água que circula internamente no maciço ou no aterro. Este tipo de dispositivo reduz geralmente a vazão de percolação e as pressões intersticiais, sendo que para a sua funcionalidade adequada devem ser aliadas às estruturas de drenagem de superfície, para a garantir a apropriada retirada de água do interior do maciço.

Neste contexto, recorre-se frequentemente aos seguintes dispositivos, em seguida descritos:

- Drenos sub-horizontais,
- Trincheiras drenantes,
- Poços de alívio,
- Furos drenantes (barbacãs).

#### a) Drenos sub-horizontais

São tubo de drenagem, geralmente em PVC, instalados em perfurações sub-horizontais e têm como objetivo o de captar a água de percolação interna em aterros ou maciços terrosos. Na instalação deste tipo de tubos deve ser dada importância à sua constituição, pois deve ser composto por uma parte lisa e uma crepinada. Num aterro considera-se que a água pode percolar por todo o corpo, logo faz sentido em colocar um tubo perfurado em todo o comprimento. Já nos maciços rochosos, é a parte perfurada que vai situar-se na zona fraturada onde circula a água, podendo nos primeiros metros instalar-se um tubo liso. É importante referir que no caso dos maciços rochosos, este tipo de obras deve ser sujeita a um acompanhamento e estudo delicado, pois existe a possibilidade de atingir um aquífero rochoso e descomprimir toda a vertente, provocando danos imprevisíveis.

#### b) Trincheiras drenantes

São drenos enterrados, constituídos geralmente por brita, e podem ser utilizados na captação de água que percola no aterro ou para condução desta até pontos de captação. É uma obra frequentemente utilizada junto das vias de comunicação, impossibilitando assim a subida do nível de água na via. É uma excelente solução para zonas sujeitas a grandes precipitações, pois permite armazenar grandes volumes de água sem sobrecarregar a rede municipal.

Este tipo de dispositivo é obrigatório em alguns países, como é o caso da Suíça, pois permite a restituição das águas pluviais ao nível freático por um processo natural. É um sistema bastante eficaz que no entanto é fortemente condicionado pela geologia e profundidade do nível freático.

c) Poços de alívio

São furos de drenagem de maior diâmetro abertos no terreno, com o objetivo de reduzir as subpressões desenvolvidas pela percolação de água na fundação. É uma obra que visa reduzir a acumulação de água, logo deve estar conectada a uma camada permeável mais profunda.

d) Furos drenantes

São tubos sub-horizontais (barbacãs), de pequeno comprimento, e são instalados em muros de suporte em betão ou alvenaria. O seu objetivo é o de coletar as águas que circulam no maciço no tardo do muro, evitando assim toda a acumulação de água. O desenvolvimento de subpressões nas paredes do muro é assim minimizado, reduzindo assim o risco de rotura do muro.

### 3.5 Alguns exemplos de intervenções de estabilização

#### 3.5.1 Alargamento de uma estrada a meia encosta em Sion VS, Suíça

Nesta obra pretendia-se executar um alargamento da via sem que fosse perturbado o tráfico diário. A solução escolhida em terra armada baseou-se num sistema Terraclass®, que compreendeu a colocação de placas em betão pré-fabricado ancoradas através de um sistema de correias plásticas de elevada resistência. Estas placas permitiram assim a construção de um aterro entre elas e a via já existente. Acresce que para garantir o funcionamento da estrutura foram realizadas vigas ancoradas na base do aterro, uma parede pregada associada à escavação do talude existente e foram realizados ensaios de carga em placa para garantir a resistência e compacidade do aterro. A Figura 3.9 mostra o aspeto final desta obra.



alargamento da plataforma



sistema Terraclass®

**Figura 3.9 Aspeto do alargamento da estrada RC62, Sion VS (BEG SA, 2014c)**

### 3.5.2 Reforço de um talude através de geossintéticos em Tifra, Argélia

Nesta intervenção procurou-se reforçar uma zona em curva onde tinha ocorrido um deslizamento de terrenos. Numa fase inicial procurou-se evacuar as terras movimentadas e criar uma drenagem junto ao talude escavado. De seguida, foi construído o aterro através de geotêxteis reforçados por uma geogrelha, dobrados, e sobrepostos uns aos outros (Figura 3.10). Neste tipo de intervenção deu-se importância ao tipo de material escolhido, respeitando sempre camadas de 40 cm e obedecendo sempre às condições ótimas de compactação.



**Figura 3.10 Sistema de reforço de talude através de geossintéticos em Tifra, Argélia faltando apenas a revegetação por hidrossementeira (Afitex, 2007)**

### 3.5.3 Estabilização por muros de suporte de talude adjacente a ferrovia

Nesta empreitada a técnica utilizada assentou na execução de três muros de suporte ancorados, executados em três níveis. Para garantir o funcionamento adequado, o primeiro nível foi fundado em estacas, sendo que para o segundo e terceiro recorreu-se a microestacas. À semelhança do caso de estudo analisado nesta dissertação, foi colocado material de aterro no tardo dos muros para oferecer resistência à solicitação das ancoragens. Esta obra foi toda ela munida de uma rede de drenagem superficial e profunda, de modo drenar a água que se infiltrasse na sequência de períodos de pluviosidade. A Figura 3.11 ilustra o aspeto final da empreitada executada.



**Figura 3.11 Estabilização de um talude em Santa-Clara, Odemira (Tecnasol, 2012)**

### 3.5.4 Estabilização com redes de resistência elevada na EN 342, Lousã

A solução adotada na estabilização dos taludes da variante Miranda do Corvo teve por base uma preocupação ambiental, dado o trecho situar-se em plena Reserva Ecológica Nacional (REN). Desta forma, a solução de estabilização adotada foi quase na globalidade o recurso a redes de cabos pregadas, reforçadas por cabos de aço horizontais amarrados a pregagens, executadas por furação 12 m de profundidade com varão de 40 mm de diâmetro, complementada por uma eficiente rede de drenagem. Foram utilizados sistemas de redes com capacidades de suporte desde 10 kN/m<sup>2</sup> até 30 kN/m<sup>2</sup>. A execução deste tipo de empreitadas requer equipamentos e mão-de-obra especializada em alpinismo para realização de trabalhos em suspensão, como pode ser observado na Figura 3.12.



**Figura 3.12 Furação em suspensão para execução de pregagens na EN 342, Lousã (Tecnasol, 2005)**

### 3.5.5 Estabilização de um talude ao km 63 no IP3

Nesta reabilitação o sistema começou por um reperfilamento do talude existente, conformado por xistos e quartzitos. Após o reperfilamento foi realizada uma parede em betão projetado munida de pregagens de 10 m e ancoragens de 30 m com cargas de serviço na ordem de 700 kN. Fez ainda parte da empreitada o reforço do sistema de drenagem profunda (geodrenos) e superficial (valetas, caleiras, tubos de queda e caixas em betão armado), pavimentação do IP3 e o arranjo paisagístico da zona de intervenção. Na Figura 3.13 mostra-se o aspeto quase final desta empreitada.



**Figura 3.13 Estabilização do talude ao km 62 do IP3 (Teixeira Duarte 2010)**

### **3.5.6 Alargamento de rodovia com recurso a terra armada em Euseigne VS, Suíça**

O recurso a aterros em terra armada foi importante nesta intervenção, uma vez que pretendia-se respeitar a inclinação natural do talude, e simultaneamente o impacto visual que uma estrutura de reforço poderia provocar.

Para esta empreitada o material foi devidamente selecionado e compactado de forma a satisfazer as exigências técnicas da estrutura (Figura 3.14), que permite a construção de um novo talude em aterro, reforçado, e que respeita todos os aspetos ambientais, pois na fase final este fica totalmente revegetado. É importante referir que no contato entre os dois tipos de materiais foi colocada uma drenagem interna que permite evitar quaisquer pressões hidrostáticas resultantes de infiltrações no tardo.



**Figura 3.14 Alargamento de via e estabilização de um talude em Euseigne VS, Suíça (Sytec, 2001b)**



## 4 Descrição e condicionantes do caso de obra

Neste capítulo é apresentado o enquadramento geral da empreitada que o autor acompanhou, no que respeita à sua localização e à geologia da região. Como foi referido no Capítulo 1, este trecho da Linha Ferroviária do Sul já tinha mostrado sinais de instabilidade ao longo dos anos, o que obrigou a várias intervenções, a nível estrutural e geotécnico. Sintetizam-se ainda as várias investigações realizadas, assim como os resultados obtidos e as conclusões retiradas.

### 4.1 Enquadramento geográfico

A obra acompanhada situa-se na Linha do Sul da REFER e desenvolve-se entre os km 236+450 e 236+720, em aterro, segundo um traçado em curva, parte em flanco de encosta, parte em escavação, seguindo paralela ao barranco (Ribeira) da Magra, a Oeste de S. Martinho das Amoreiras, no concelho de Odemira, Beja.

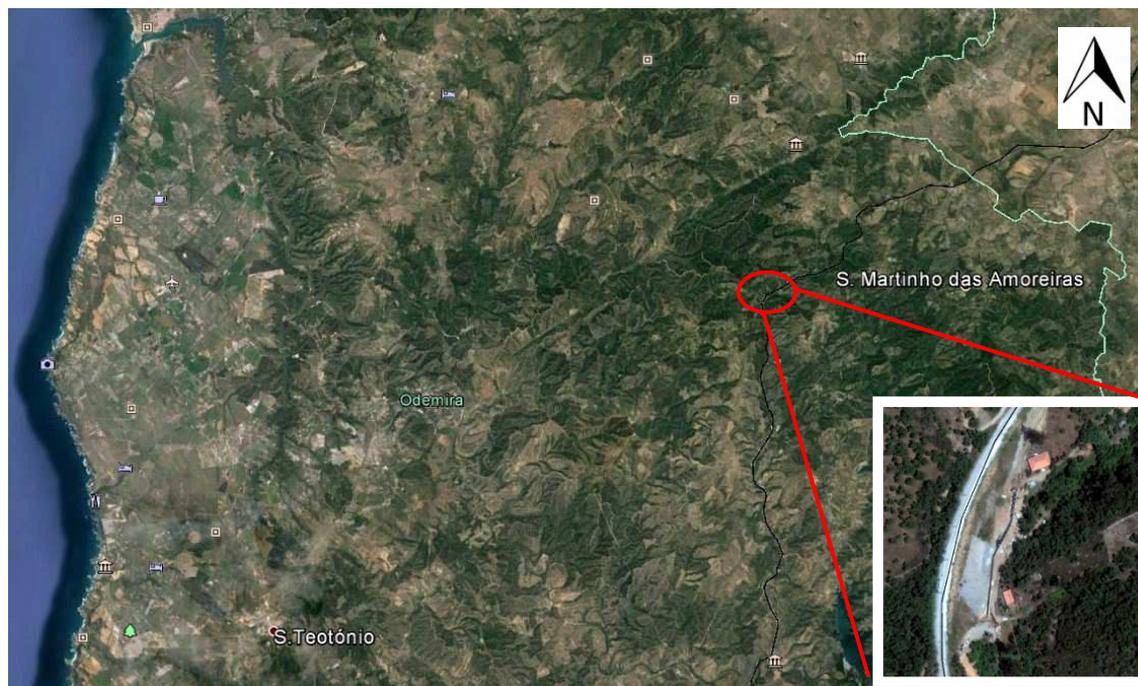


Figura 4.1 Infografia de localização geográfica da obra, adaptado de Google Earth (2014)

## 4.2 Reabilitações anteriores

Conforme referido anteriormente, esta zona foi alvo de intervenções aquando da reabilitação da Linha do Sul, que decorreram entre 2000 e 2004, tendo-se procedido à ripagem da via e posicionando-a mais para o lado esquerdo (a jusante), e aumentado o seu raio de curvatura.

Em 2005, na sequência dos indícios de instabilidade verificados na fase de modernização da Linha do Sul pela REFER, foram realizadas leituras em 37 marcas superficiais que, de acordo com o relatório da Geosolve desse mesmo ano, confirmam variações nos deslocamentos da ordem dos milímetros.

Ainda em 2005 (Ferbritas, 2008), o aterro foi alvo de intervenções, tendo sido executadas duas fiadas de microestacas, paralelas à via, dispostas em quincôncio. As microestacas, com 0,25 m de diâmetro e com um comprimento médio de 7,5 m, foram constituídas por perfis metálicos HEB140 com 6 m de comprimento.

Em agosto de 2007, após a abertura de fissuras no passeio do lado esquerdo da via, foi realizada uma deslocação conjunta de técnicos do LNEC e da REFER, tendo os primeiros alertado para o fato de estar em curso um movimento de instabilidade. Foi referido que a observação efetuada a partir da via não permitia identificar a dimensão da instabilização em curso, cuja superfície de escorregamento se poderia situar numa eventual zona de contacto de aterros de idades diferentes ou intersectar materiais superficiais de fracas características mecânicas ou, ainda, afetar a totalidade da altura do aterro, por exemplo, devido a subescavações do leito da ribeira, situada junto ao pé do talude.

O relatório de julho de 2008 realizado pela Geocontrole, resume a campanha de reconhecimento geotécnico realizada em 2007 e 2008, constituída por quatro sondagens à rotação (S1 a S4), três ensaios de penetração com o penetrómetro dinâmico superpesado (DPSH1 a DPSH3), e abertura de três trincheiras (TR-1 a TR-3). Após a conclusão das sondagens foram instalados tubos inclinométricos nos furos das sondagens S2 e S4 (melhor localização).

Em outubro de 2008 foi elaborado um relatório da Ferbritas onde se apresentavam, sob a forma de gráfico, os deslocamentos registados nos inclinómetros S2 e S4 entre Maio e Outubro de 2008. Concluiu-se que os maiores deslocamentos horizontais ocorriam à superfície, entre 1,5 e 2 m de profundidade, com valores máximos de 12 mm no inclinómetro S2, intersectando a zona de contato entre os aterros antigos da via e os colocados posteriormente, para alargamento da plataforma, na zona exterior das microestacas ali implementadas. Uma vez consideradas as reduzidas deformações nos inclinómetros, as leituras foram interrompidas. É de salientar que os inclinómetros estavam localizados fora da zona das maiores deformações registadas nas marcas topográficas, não representando assim os valores máximos dos deslocamentos da via.

De acordo com o mesmo relatório, e tendo em vista a compreensão do mecanismo de instabilização foi introduzido um novo elemento de estudo que se baseou apenas na comparação de dois levantamentos topográficos, antes e depois dos trabalhos de alargamento da via.

Reunidos todos os elementos, e segundo o mesmo relatório da Ferbritas (op. cit), deduz-se que o mecanismo de instabilização assentava nos seguintes pontos:

- A massa já instabilizada era apenas superficial, nomeadamente nos solos acrescentados no momento do alargamento da via,
- Sendo o ângulo de resistência ao corte identificado para os materiais do aterro da ordem de 30°, e sendo a inclinação do talude da ordem de 30 a 35°, verificou-se que a massa de solo deveria estar em equilíbrio limite, justificando assim as fissuras ali observadas,
- A existência de microestacas de 6 m de comprimento, situadas entre 1,5 e 2m de profundidade, impedia a propagação das deformações superficiais, tornando assim compatíveis com os gráficos obtidos pelas leituras nos inclinómetros.

Além destes três pontos, é referido ainda no mesmo relatório a existência de uma valeta tipo REFER sob o balastro, que apresentava um fundo limpo. Esta valeta, enterrada a cerca de 0.7 m de profundidade, poderia estar danificada e conduzir as águas para o corpo do aterro. É de referir ainda que foi registado o desenvolvimento de vegetação do tipo canas junto ao topo do talude do aterro (Figura 1.2), que estão habitualmente associadas à presença de água. É certo tendo sido confirmada a circulação e acumulação de água no interior do aterro, desconhecendo-se a sua origem, considerou-se que esta estaria associada a danificação da valeta longitudinal ali existente juntamente com infiltrações a montante (sentido gravitacional).

### **4.3 Enquadramento geológico**

O trecho de ferrovia em estudo situa-se na unidade estrutural designada por Zona Sul Portuguesa (ZSP), constituída por formações de natureza xisto-grauvacóide do denominado grupo do Flysch do Baixo Alentejo (GFBA), do fim do Paleozóico em Portugal.

A ZSP corresponde a uma zona morfoestrutural de relevância geológica dado que, aquando da deposição da sequência turbidítica, teve início um dos maiores processos tectónicos que afetou extensos territórios em Portugal, a orogenia hercínica, que provocou a alteração de toda a crosta terrestre e esteve na origem da morfologia atual. Este processo levou, nesta zona, à geração de estruturas que produzem, por empilhamento das sequências sedimentares, planos de carreamento. O contínuo esforço tectónico conduziu à deformação destes planos de movimento,

“sinsedimentares”, induzindo ainda o desenvolvimento de dobras deitadas com vergência para SW e orientação axial NW-SE.

Posteriormente, na continuação da orogenia hercínica, esta estrutura foi afetada por falhas tardi-hercínicas, com orientação próxima de N-S, levando assim, a planos de fracturação com esta direção em detrimento dos fenómenos de dobramento. Por estes motivos o maciço xistograuvacóide é afetado por um complexo sistema de descontinuidades. Estas descontinuidades levam a que estas zonas sejam frágeis e mais suscetíveis à ocorrência de movimentação de massas de material.

O GFBA encontra-se assim bastante tectonizado e nele é possível observar grandes variações litológicas e paleontológicas, tendo sido subdividido em três formações (Mértola, Mira e Brejeira). O aterro da ferrovia em referência assenta unicamente na Formação de Mira (HMi). Esta zona é ainda caracterizada por uma faixa de carreamentos que se desenvolveram sequencialmente após o Devónico Médio. Esta unidade geológica caracteriza-se pela natureza metassedimentar, com predominância de turbiditos finamente estratificados, que variam de espessura ao longo da área. Na região envolvente ao anticlinório do Cercal, situado mais a Norte, aparecem na base rochas silico-carbonatadas dolomíticas e um conglomerado (Vale Longo) que é composto por tufitos, quartzitos, xistos negros e rochas vulcânicas muito alteradas. São igualmente visíveis ali xistos sercíticos, predominantemente argilosos. Esta sequência foi afetada por um metamorfismo de médio a baixo grau, que é visível através da alternância de níveis centimétricos de grauques de grão fino e xistos (xistos negros, xistos pelíticos e xistos sercíticos), essencialmente argilosos.

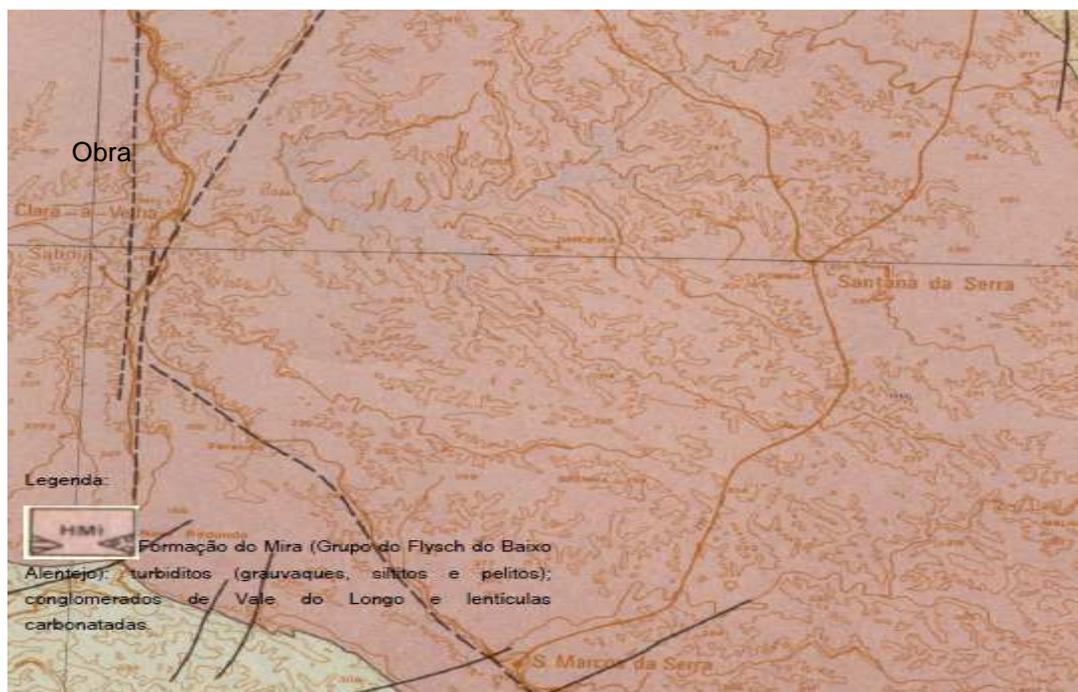
Nos trechos em escavação adjacentes à zona em estudo observa-se um predomínio de xistos sercíticos, devendo os mesmos ocorrerem na fundação do aterro.

Do ponto de vista tectónico, observa-se que o maciço rochoso aflorante exhibe descontinuidades que, na sua maioria, se materializam por xistosidade/foliação, superfícies de diaclasamento, e alinhamentos de fraturas/fendas. Estas descontinuidades estão muitas vezes preenchidas por filonetes de quartzo que, por sua vez, acompanham a direção da dobra/camada.

A Folha 7 da carta geológica à escala 1:200 000, cujo extrato está representada na Figura 4.2, inclui uma falha foto-interpretada que acompanha o traçado da ferrovia, desde São Bartolomeu de Messines até Santa Clara-a-Velha, infletindo de seguida para NE.

Esta falha apresenta um rejeito de vários quilómetros e deverá ser tida em conta, dado que a ZSP é uma faixa de carreamentos fortemente influenciada pelas três fases da orogenia hercínica que pode ter induzido a formação de falhas paralelas ou perpendiculares àquela.

A caracterização do maciço rochoso xistento foi feita com base na observação do talude de escavação adjacente que, embora possa exibir graus de alteração diferentes (ISRM, 1981), consiste em terreno que se apresenta de uma forma geral muito alterado a decomposto ( $W_{4-5}$ ) à superfície, com horizontes medianamente alterados ( $W_3$ ); e encontra-se igualmente muito fraturado, com uma xistosidade muito fina e persistente. As fraturas, na sua maioria, apresentam-se oxidadas e mineralizadas.



**Figura 4.2** Infografia de um extrato da Carta Geológica de Portugal, na escala 1:200 000, Folha 7 (adaptado de SGP, 1983)

A xistosidade/foliação tem uma orientação geral NW-SE, pendendo para NE e a direção geral do diaclasamento é N-S,  $90^\circ$  e NE-SW,  $70$  a  $90^\circ$ SW. A fracturação regional apresenta a orientação média de N-S, NE-SW.

Do ponto de vista geomorfológico o relevo desta zona apresenta-se acidentado e observa-se nos taludes que os terrenos se encontram intensamente dobrados e fraturados.

Do ponto de vista hidrogeológico, sendo os maciços constituídos por xistos, estes tendem a exibir características de meio fissurado com redes aquíferas descontínuas. As condições hidrogeológicas estão assim dependentes do grau de fracturação, da interligação das fraturas e do preenchimento das mesmas. São visíveis perfis com alteração elevada e com fracturação intensa, aberta, proporcionando assim características permeáveis ao maciço. Contudo, este tipo de terreno não garante a manutenção de aquíferos por períodos prolongados, funcionando apenas na dependência direta da recarga de água após períodos de pluviosidade.

#### 4.4 Caracterização geológica e geotécnica

Para a caracterização geológica e geotécnica dos materiais de aterro e da fundação recorreu-se aos resultados das campanhas de reconhecimento efetuadas pela Ferbritas e Geocontrolo realizados em julho de 2008, cuja planta se encontra representada na figura 4.1, e no âmbito da qual se realizaram os seguintes trabalhos:

- Quatro sondagens à rotação carotadas (S1 a S4), acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica, SPT, afastados verticalmente de 1,5 m;
- Três ensaios de penetração com o penetrómetro dinâmico superpesado (DPSH1 a DPSH3);
- Três trincheiras (TR1 a TR3) para inspeção realizadas no passeio da via;
- Ensaios de laboratório: identificação (análise granulométrica, limites de consistência, teor em água natural), ensaio de corte direto consolidado e rápido, não drenado ( $C_u$ ), e ensaio de compressão uniaxial.

As sondagens, todas verticais, figuram na tabela 4.1 e foram realizadas com comprimento de apenas 21m, com exceção da sondagem S1, que atingiu 24 m.

**Tabela 4.1 Terrenos interessados pelas sondagens verticais realizadas**

Sondagem	Aterro "xistoso", fragmentos de xistos e grauvaque em matriz silto-argilosa	Aterro muito grosseiro, pedregoso	Xistos e grauvaques acinzentado, com filonetes de quartzo
S1	0 m - 17,5 m	17,5 m - 21 m	21 m - 24 m
S2	0 m - 16 m	16 m - 18,25 m	18,25m - 21 m
S3	0 m - 18 m	16 m - 18 m	18 m - 21 m
S4	0 m - 15 m	15 m - 18 m	18 m - 21 m

De acordo com os registos das sondagens, intersectaram-se materiais de aterro até cerca de 18 m de profundidade, com exceção da sondagem S1, onde se prolongaram até 21 m de profundidade. Os valores de  $N_{SPT}$  foram em regra baixos, na ordem de 5 a 10 pancadas, até cerca dos 4 a 6 m de profundidade, atingindo maiores profundidades na sondagem S4, cerca de 8 m, evidenciando a baixa compacidade destes materiais e o fraco estado de consolidação da estrutura.

Inferiormente, os valores de  $N_{SPT}$  aumentaram para valores que variaram em regra entre 12 e 25 pancadas.

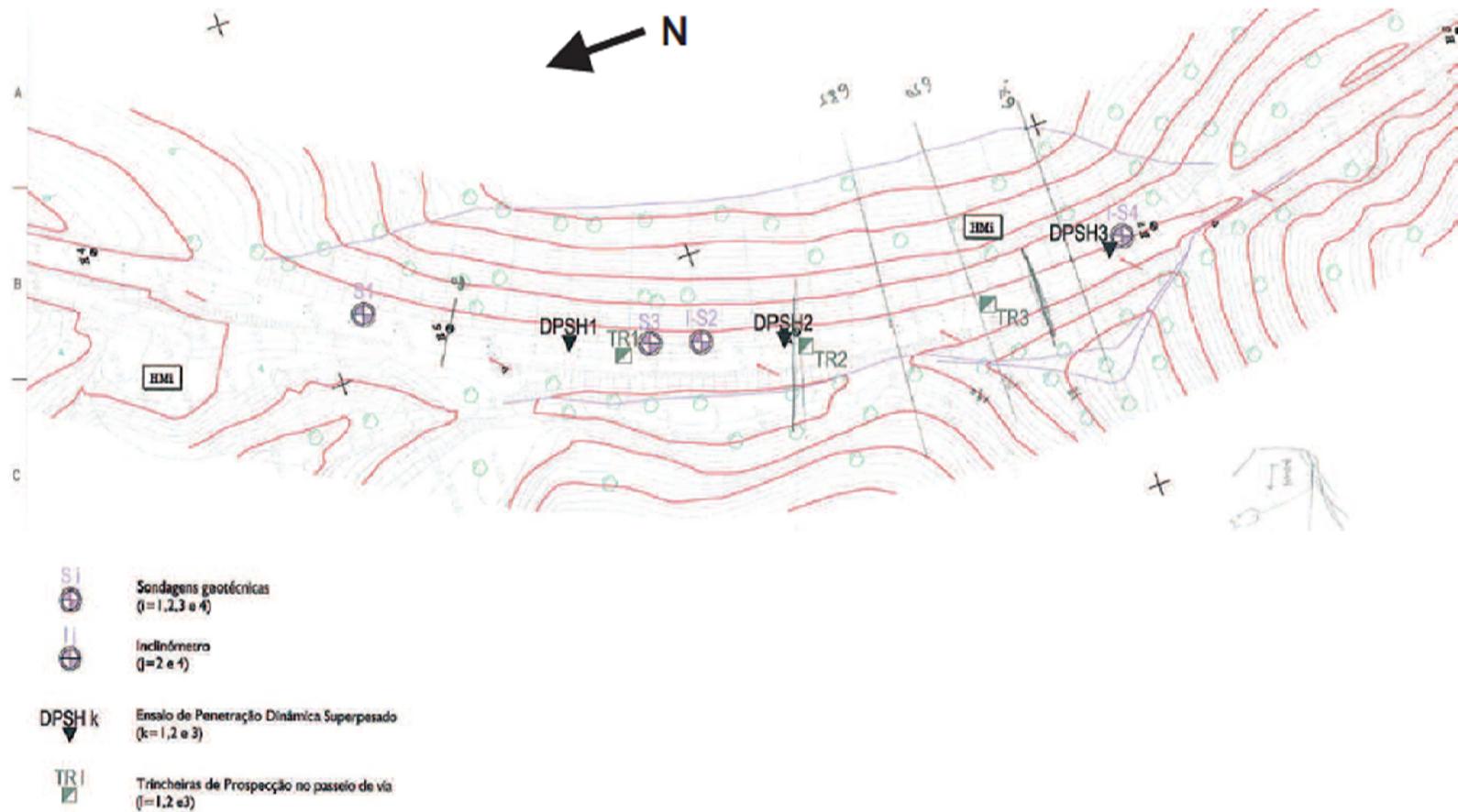


Figura 4.3 Planta de localização dos trabalhos de prospecção realizados pela Geocontrole, sem escala (Ferbritas, 2008, adaptado)

Em todos os diagramas das sondagens identificou-se um nível de “aterro” pedregoso na zona de transição para o substrato rochoso, a cerca de 16 m de profundidade e com cerca de 2 a 3 m de espessura, com valores de  $N_{SPT}$  de 60 pancadas. Os valores elevados de  $N_{SPT}$  são resultantes dos solos provenientes da alteração do maciço xistoso que se observou nos taludes de escavação em obra (Figura 4.4), admitindo-se que essas zonas de 2 e 3 m correspondam, não a materiais de aterro, mas ao topo do substrato xistoso, serfítico, já alterado e com grau de fracturação elevado.



**Figura 4.4** Aspetto da escavação em obra durante a fase de construção para as sapatas

A profundidade atingida pelos ensaios com o penetrómetro dinâmico superpesado, quando correlacionada com a descrição dos diagramas das sondagens, sugeriu que os ensaios ficaram “suspensos” a meio dos aterros. Com efeito, verificou-se que em zonas onde as espessuras de aterro nas sondagens rondavam 18 m, os ensaios não foram além de 7 e 11 m de profundidade, respetivamente DPSH2 e DPSH3. Constituiu-se como exceção o DPSH 1, que chegou aos 18,35 m. A tabela 4.2 resume a profundidade atingida por estes ensaios.

**Tabela 4.2** Resultados dos ensaios com o penetrómetro dinâmico superpesado

Ensaio	Profundidade com $N > 60$ pancadas
DPSH 1	18,35 m
DPSH 2	7,09 m (pedra/bloco)
DPSH 3	11 m (máx. N=15)

Admitiu-se que os ensaios tenham visto esgotada a sua capacidade de penetração ao atingirem níveis de materiais mais grosseiros (calhaus). No entanto, observou-se uma correlação entre o aumento da resistência de ponta com os valores de  $N_{SPT}$  registado nas sondagens.

Ainda no âmbito da caracterização geotécnica realizada por Geocontrole e Ferbritas (2008), foram abertas três trincheiras no passeio do lado esquerdo da via, TR-1 a TR-3, com cerca de 1 m de profundidade, com o objetivo de observar o desenvolvimento das fendas ali identificadas e referidas anteriormente (Figura 1.1). Aquando da sua abertura foi detetada a ocorrência de uma secção de betão, similar a uma valeta do tipo REFER, que serviu de alimentação de água no topo do aterro.

Foram ensaiadas laboratorialmente duas amostras colhidas nos materiais de aterro nas sondagens S3 e S4, respetivamente a 13 m e 2,5 m de profundidade. Apresentaram uma distribuição granulométrica muito distinta, com percentagem em peso de finos (<#200) de 20 e 70 %, respetivamente, indiciadora da heterogeneidade dos materiais de aterro. Em termos de plasticidade, ambos os solos apresentaram um comportamento pouco plástico, com valores de IP de 4% e 10%, respetivamente. É importante mencionar a reduzida representatividade da amostragem na análise efetuada (duas amostras), quando comparada com a dimensão do aterro existente (Figura 4.5).



**Figura 4.5 Vista do aterro a partir de jusante**

Foi igualmente realizado um ensaio de corte direto consolidado não drenado, sobre a amostra colhida a 2,5 m na sondagem S4, com quatro tensões de consolidação distintas (80, 160, 240 e 320 kPa), e um ensaio de compressão uniaxial. Atendendo à profundidade da amostra, à heterogeneidade dos aterros e aos parâmetros de resistência que se obtiveram nesses ( $C_u$  de 168 kPa e  $\phi$  de 28°), os seus resultados não foram tidos em consideração na sua análise

realizada, tendo-se antes estimado características de resistência e deformabilidade com base na experiência e numa retro análise efetuada.

#### **4.5 Condicionantes físicas e técnicas ao projeto**

O projeto realizado pela Tecnasol preconizou a realização de muros de betão armado ao longo da base do talude de forma a criar uma barreira de reforço ao talude a executar. Este muro seria ancorado ao terreno/talude por meio de ancoragens definitivas, em certas zonas. Na crista do talude seriam criadas microestacas, e uma viga de coroamento. Esta viga era, por sua vez, ancorada ao terreno/talude por meio de ancoragens definitivas, em certas zonas.

O aterro existente deveria ser reabilitado de forma a receber um novo aterro que originaria uma movimentação de terras de cerca de 42.000m<sup>3</sup>.

A execução dos muros para suportar o novo aterro não deveria implicar a realização de trabalhos de escavação na base do aterro existente, atendendo aos indícios de instabilidade que tinham sido registados no mesmo, ao longo dos últimos anos. Por esse motivo, as soluções de suporte executadas foram ajustadas em obra, em função da distância entre a base do aterro existente e o alinhamento previsto para a implantação dos muros. A construção dos muros de suporte com contrafortes foi executada sempre que existiu espaço suficiente para a execução das sapatas no tardoz. No caso em que o pé do talude estava mais próximo do muro, a solução adotada foi a de um muro com ancoragens, que dispensam a execução de sapatas no tardoz.

Para a execução de um novo aterro, o material foi sujeito a uma rigorosa seleção de acordo com as áreas de empréstimo e pedreiras existentes na região. As características de granulometria, teor em água e peso volúmico ótimos para compactação foram aferidas com base em ensaios Proctor realizados em laboratório. Os parâmetros geotécnicos também foram validados recorrendo a ensaios específicos que serão descritos no próximo capítulo.

Para a execução do novo aterro, a sobrepor ao existente, foi necessário definir parâmetros geológicos e geotécnicos semelhantes aos encontrados nos terrenos (xistos alterados, com cascalho) “in situ”, pois deveria ser evitada uma mudança brusca de material que pudesse potencializar um plano de instabilidade no contato entre os dois aterros.

Na tabela 4.3 estão representados os parâmetros geotécnicos para os diferentes materiais de aterro abordados.

**Tabela 4.3 Parâmetros geológico-geotécnicos dos terrenos envolventes da obra**

<b>Litologia</b>	<b>Peso volúmico (<math>\gamma</math>) [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Ângulo de atrito interno (<math>\phi</math>) [°]</b>	<b>Coesão (c) [kPa]</b>	<b>Módulo de deformabilidade (E') [MPa]</b>
<b>Aterro existente</b>	18 - 19	30	5	15
<b>Xisto</b>	23	40	300	100
<b>Aterro a executar</b>	19	35	0	20



## **5 Fase construtiva – procedimentos acompanhados**

Descreve-se seguidamente a execução das diversas estruturas que integram o projecto de estabilização, ou seja, muros em betão armado, aterro, parede ancorada, ancoragens, sistemas de drenagem e instrumentação implementada. Sempre que necessário, são justificados os requisitos necessários à construção de determinada estrutura e para o funcionamento normal da ferrovia, tal como as medidas de controlo de qualidade obrigatórias durante a fase de execução.

Relativamente às diversas fases de obra, o autor participou ativamente no seu planeamento e execução, nomeadamente através da elaboração dos planos semanais dos trabalhos, na participação em reuniões de obra, e na coordenação dos trabalhos de acordo com o plano de controlo de qualidade implementado.

O autor participou ainda no controlo da instrumentação implementada em obra, efetuando a análise das leituras e a sua transmissão para o dono de obra.

A planta do projeto encontra-se representada na figura 5.1.

### **5.1 Muros em betão armado**

#### **5.1.1 Aspetos gerais**

Atendendo aos condicionamentos existentes, quer a nível de acessos à obra, quer a proximidade de estruturas ferroviárias (catenária) em funcionamento, propôs-se a construção de muros de suporte com contrafortes e muros ancorados – Figuras 5.2 e 5.3. Os muros de suporte foram fundados, por meio de sapatas, no substrato xistoso, resistente. Esta etapa executiva começou pela decapagem do terreno natural e pela escavação do terreno até encontrar o “firme”. Devido às irregularidades deste último, às vezes foi necessário descer abaixo da cota prevista, num máximo de 0,80 m, o que implicou a aplicação de um betão de limpeza no sentido de atingir a cota de projeto através de uma ligação rígida ao substrato.

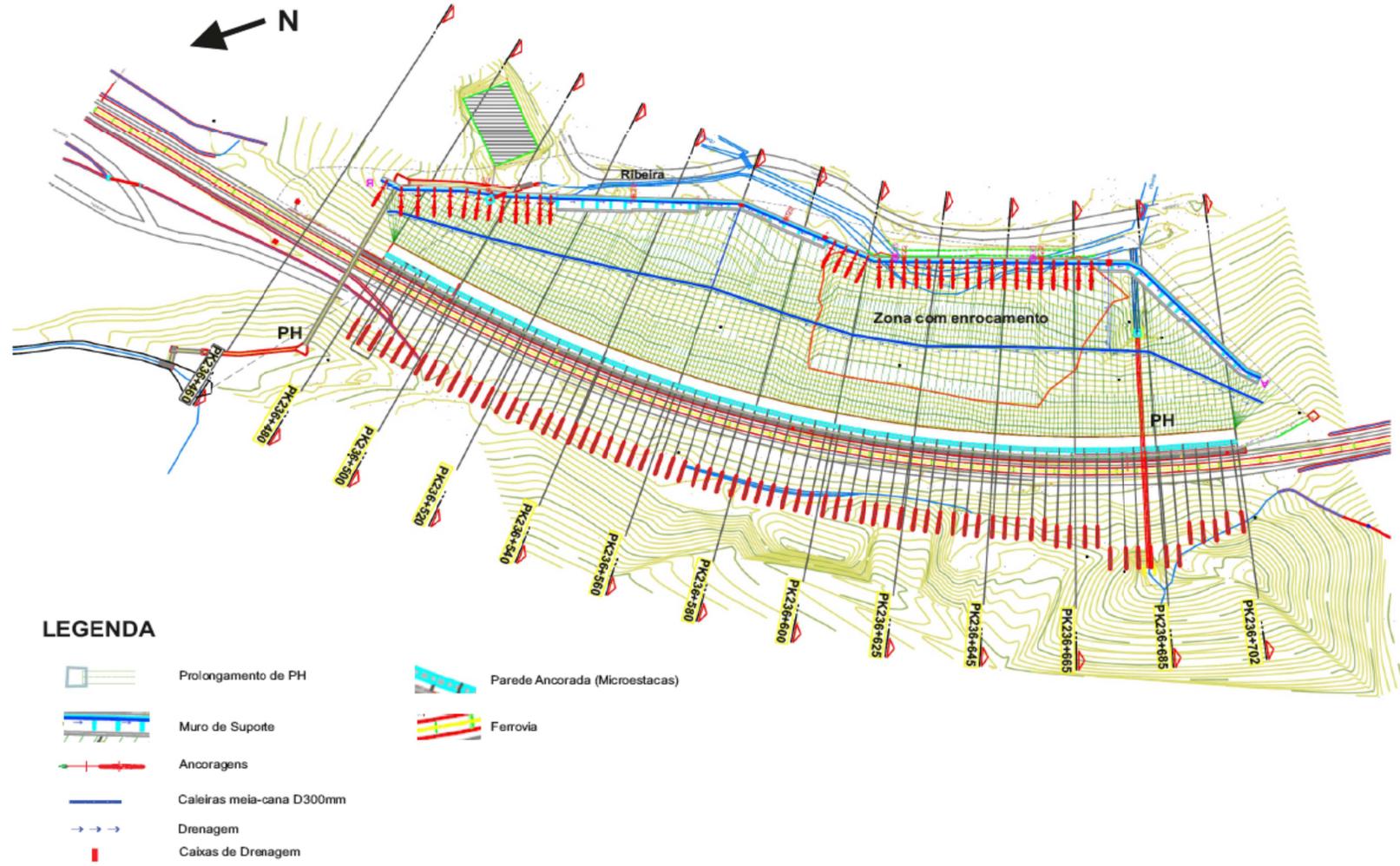


Figura 5.1 Planta de Projeto Tecnasol (adaptado)



**Figura 5.2 Aspeto do muro de suporte com contrafortes**

Os muros de suporte com contrafortes foram então executados em betão armado, fundados por sapatas, com parede, contrafortes e uma guarda ao nível do topo, com alturas variáveis entre 6,5 m e 11 m. Ao nível da sapata foram executados “dentes”, para tornar rugoso e aumentar a eficácia do comportamento dos muros face ao deslizamento.



**Figura 5.3 Aspeto de execução do muro de suporte cujas ancoragens serão tracionadas apenas após a compactação do aterro no tardoz**

Nos muros de suporte ancorados (Figura 5.3) localizados no pé de talude foram construídos também pequenas sapatas, paredes e guardas ao nível do topo, em betão armado, e com dois a três níveis de ancoragens, consoante a respetiva altura, que oscilou entre 7 m e 10m. Tratando-se de muros para suporte de um aterro, a execução dos mesmos e das respetivas ancoragens foi alternada com a execução do aterro no seu tardoz, gerando-se assim um contrapeso para o tracionamento das ancoragens. Estas foram dimensionadas consoante a proximidade do substrato rochoso (subjacente ao aterro pré-existente). As ancoragens foram tracionadas a 605 kN e visam anular, à semelhança dos contrafortes, os impulsos exercidos pelo aterro.

### 5.1.2 Controlo de qualidade

A qualidade da construção foi assegurada por um conjunto de ensaios que envolveram o controlo dos materiais utilizados, nomeadamente do betão C30/37 e do aço das armaduras. Para todos os ensaios realizados no controlo foram seguidas as normas europeias em vigor.

Nas diferentes etapas de construção dos muros e sapatas, foram realizados ensaios de abaixamento (*slump*) segundo a norma NP EN 12350-2:2002., antes de cada betonagem. Concomitantemente, procedeu-se também à recolha de cubos de betão de acordo com a NP EN 12390-2:2003, os quais foram encaminhados para laboratório para proceder a ensaios de compressão uniaxial aos 7, 14 e 28 dias. O critério de aceitação para os ensaios de compressão aos 28 dias foi de 37 MPa.

A conformidade dos ensaios *slump* e a análise dos ensaios de compressão sobre os cubos de betão fizeram parte das tarefas do autor durante a empreitada.

## 5.2 Ancoragens

A execução das ancoragens foi uma das primeiras tarefas executadas em obra uma vez que o muro de suporte se iria sobrepor a elas (Figura 5.4). Foram realizadas um total de 71 ancoragens de acordo com a norma EN1537:1999. O comprimento das ancoragens utilizadas variou consoante a profundidade do substrato rochoso e da respetiva posição no muro, garantindo sempre um comprimento de selagem de 6 m.

As ancoragens utilizadas têm entre 11 e 20 m de comprimento e para a sua execução foram necessárias as seguintes quatro etapas: furação, instalação dos cabos, injeção e o tracionamento. Descrevem-se de seguida as quatro etapas realizadas.

### 5.2.1 Furação

Para a execução do furo correspondente ao comprimento da ancoragem tornou-se necessário escolher o método de furação mais adequado às características dos terrenos a atravessar e, deste modo, adequar os meios para a respetiva execução. É comum recorrer-se à furação por roto-percussão, combinando assim a ação rotativa com a percutiva. A progressão da furação faz-se através da colocação de novos troços de varas até ser atingida a profundidade pretendida. À medida que a furação prossegue, vai-se introduzindo pelo interior das varas um fluido de limpeza, que pode ser ar ou água, e tem como função promover tanto o arrefecimento do martelo, como a limpeza e remoção dos detritos de furação para a superfície, de modo a manter-se o furo limpo. Para esta última função pode ainda recorrer-se à adição de produtos específicos (espumas) ao ar

comprimido, para ajudar à limpeza. O furo com revestimento é considerado terminado e aceite quando é garantida a profundidade prevista em projeto, após a limpeza do último trecho de varas. A Figura 5.4 mostra precisamente a execução desta etapa.



**Figura 5.4 Execução de ancoragens na Linha do Sul**

### **5.2.2 Colocação da armadura**

Logo que termine a furação e a remoção dos respetivos detritos, procede-se à introdução da ancoragem no furo, executada a um ritmo lento e constante evitando-se, tanto quanto possível, as encurvaduras na armadura que possam danificar os elementos de injeção e proteção anticorrosiva. No caso de ancoragens dos níveis superiores do muro ancorado, foi necessário recorrer a meios mecânicos de auxílio.

### **5.2.3 Injeção**

Após a colocação da armadura no furo procedeu-se às operações de injeção. Esta injeção é composta por três operações distintas:

- Injeção de selagem interior (selagem dos cabos ao tubo corrugado);
- Injeção de selagem exterior (selagem do tubo corrugado ao terreno);
- Injeção de alta pressão com recurso a tubo multiválvulas.

#### **a) Injeção de selagem interior**

Após a colocação da armadura no furo deu-se início à injeção de selagem dos cabos ao tubo corrugado. Esta injeção é feita em primeiro lugar, uma vez que, nos casos em que as ancoragens atingem zonas profundas, pode vir a verificar-se uma deformação do tubo corrugado em

consequência da pressão de calda exterior sobre ele exercido, facto que poderá inviabilizar o perfeito envolvimento dos cabos pela calda de cimento.

#### b) Injeção de selagem exterior

Uma vez concluída a etapa anterior, procedeu-se à injeção exterior, que visa assegurar a aderência da armadura da ancoragem ao terreno, criando uma zona de transferência de carga, que corresponde ao comprimento de selagem (bolbo de selagem). A injeção é feita da cota mais baixa para a mais alta, de modo a preencher todos os vazios existentes transportando eventuais detritos depositados no fundo de furo.

#### c) Injeção de alta pressão com recurso a tubo multiválvulas

Logo que a calda da injeção de selagem iniciasse a presa (mínimo 5 h / máximo 24 h), deu-se início à injeção de alta pressão. O tempo de espera entre a injeção de selagem e a injeção de alta pressão nunca foi inferior a 12 h.

A calda a injetar é fabricada em quantidades que permitam a sua rápida injeção, de modo a evitar que se mantenha no agitador por períodos superiores a 1 h.

À medida que é injetada, a calda é “sugada” do misturador-agitador pelo injetor, que a coloca em movimento na conduta de injeção.

A injeção foi feita através de um tubo em circuito aberto, com válvulas de borracha colocadas na zona a injetar. Antes de se iniciar a injeção da calda enche-se o tubo multiválvulas com água e fecha-se o circuito pelo “respiro”. Seguidamente inicia-se a injeção de calda de cimento sob pressão que, ao incidir nas válvulas, as faz abrir, permitindo a sua saída para a zona de terreno a injetar. Este processo de injeção é um processo não seletivo, isto é, não se injeta por cada válvula individualmente.

No caso de não se poder executar a injeção de alta pressão ao fim do tempo definido deve garantir-se a abertura prévia das válvulas com água sob pressão, pelo mesmo processo da injeção.

Após injetadas as quantidades de cimento pré-definidas por válvula e não tendo sido atingida a pressão de “nega” (30 bar), interrompe-se a operação de injeção e lava-se o interior do tubo multiválvulas com água. Define-se pressão de “nega” como a pressão de injeção a partir da qual se consideram concluídos os trabalhos de injeção para a zona interessada por esse tratamento.

Da mesma forma em que ocorreu a passagem da injeção de selagem para a 1ª injeção de alta pressão, também agora se tem que aguardar que a calda injetada inicie a sua presa (mínimo 5 h /

máximo 24 h) para retomar a operação de injeção de alta pressão. No caso de não se poder retomar a injeção de alta pressão ao fim do tempo definido, à semelhança do que já foi referido anteriormente, deve garantir-se a abertura das válvulas com água sob pressão, pelo mesmo processo da injeção.

Este processo repete-se tantas vezes quantas as necessárias, até serem atingidos os valores máximos definidos para “nega” (pressão ou quantidade).

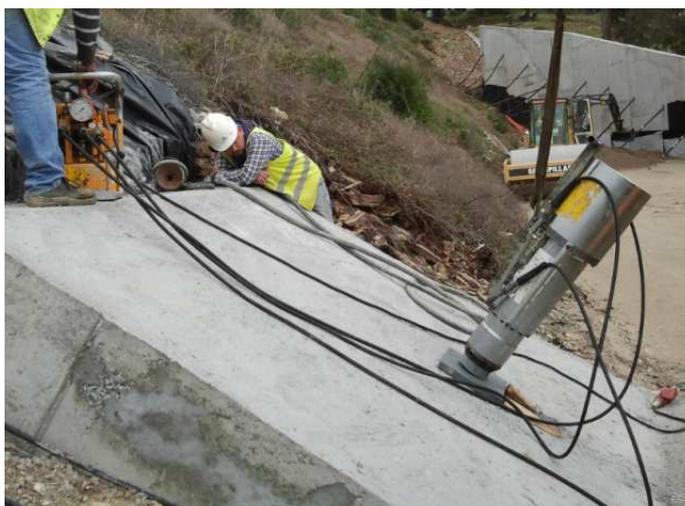
As pressões de injeção são definidas em função dos condicionalismos de obra (tendo em conta o definido no projeto e/ou no plano de qualidade) e são verificadas através de um manómetro existente no injetor e/ou num grupo de injeção existente próximo da boca do furo.

#### **5.2.4 Tracionamento**

Os tracionamentos de ancoragens decorreram de forma alternada, pois dependeu do ritmo de execução dos trabalhos de aterro no tardo do muro.

Para o ensaio recorre-se a um sistema de pré-esforço constituído por um macaco hidráulico para aplicação de cargas, mangueiras, eletrobomba de pressão e manómetros, conforme se observa na Figura 5.5. A aplicação da carga na ancoragem consegue-se pela imposição de um alongamento controlado ao cabo ou varão da ancoragem, com realização prévia de ensaios de receção (controlo de qualidade), de acordo com a norma EN1537 (1999) do Eurocódigo 7.

O ensaio de carga não deve ser executado antes que a calda do bolbo de selagem ganhe a resistência necessária, geralmente 7 dias. Em solos argilosos sensíveis pode ser necessário um período superior. No caso de estudo todas as ancoragens já se encontravam seladas a um tempo superior a 7 dias.



**Figura 5.5 Aspeto do tracionamento de ancoragem com recurso a macaco hidráulico – ensaio prévio de ancoragem**

### 5.2.5 Controlo de qualidade

Durante os trabalhos para a execução das ancoragens foram impostas medidas de controlo de qualidade que seguiram as normas europeias. Recolheram-se com frequência cubos de 10 x 10 cm de calda de cimento da selagem, que foram submetidos a ensaios de resistência à compressão uniaxial, de forma a verificar o resultado a 7 dias. Foi definido em projeto uma resistência mínima de 27 MPa para 7 dias.

Para estas ancoragens foi ainda desenvolvida uma campanha de ensaios de receção simples e detalhados, juntamente com um ensaio prévio de modo a determinar a adequabilidade das ancoragens definidas no projeto. Estes ensaios visam a aplicação de ciclos de carga e descarga crescentes, com registo da força instalada e da deformação imposta aos cordões da ancoragem, permitindo aferir o comportamento da mesma, determinar a sua capacidade de carga e confirmar as premissas da sua construção e do projeto.

O ensaio prévio tem como objetivo viabilizar a definição adequada da carga correspondente à capacidade resistente ao arrancamento, face às características do terreno e ao sistema de ancoragens a aplicar. A ancoragem é sujeita à rotura na interface da selagem calda-terreno.

Define-se carga como a força aplicada na cabeça da ancoragem, que se transfere para o solo através do bolbo de selagem. Neste contexto, apresentam-se ainda os seguintes conceitos (Santos, 2010):

- Carga inicial ou de referência ( $P_a$ ), que corresponde à carga de alinhamento do sistema de pré-esforço (10% no caso de estudo),
- Carga limite do ensaio, ou carga máxima de ensaio ( $P_p$ ), equivalente à carga máxima a aplicar à ancoragem para a qual ainda se verifica a estabilização dos deslocamentos,
- Carga de blocagem ( $P_0$ ), que é o pré-esforço a aplicar para incorporar a ancoragem na estrutura,
- Carga de serviço ( $P$ ), representando o valor da carga de pré-esforço que tem como objetivo assegurar o nível de segurança necessário para o deslizamento da armadura, o arranque do bolbo de selagem e as deformações por fluência.

De acordo com a norma EN1537- (1999), os ensaios de carga foram realizados pelo método 3, ou seja, a ancoragem foi tracionada desde a carga inicial,  $P_a$ , até à carga máxima de ensaio,  $P_p$ , pelo menos em 4 incrementos de carga. A carga do ensaio foi mantida constante durante 15 min.

Na Tabela 5.1 apresentam-se os valores de projeto já definidos anteriormente, e segundo a norma EN1537-1999.

**Tabela 5.1 Carga aplicada nos ensaios de ancoragem e carga de blocagem**

Norma	Tipo de ensaio		Carga máxima de ensaio ( $P_p$ )	Carga de blocagem ( $P_0$ )	Carga inicial ( $P_a$ )
	Método	ERS e ERD			
EN1537 – (1999)	3	ERS e ERD	$> 1,25 P_0; \leq R_d$	$\leq 0,60 P_{tk}$	10 % $P_p$

Nota:  $R_d$  – Capacidade de carga de dimensionamento;  $P_{tk}$  – carga característica da armadura

Obtiveram-se então os seguintes valores:  $P_a = 76$  kN;  $P_p = 760$  kN;  $P_0 = 605$  kN;  $P = 550$  kN

O objetivo destes ensaios, onde se avalia a fluência, é determinar os movimentos de fluência da ancoragem ao nível do bolbo de selagem do terreno. Esses movimentos devem respeitar os critérios de aceitação previamente definidos. O coeficiente de fluência limite corresponde ao valor máximo indicado para o respetivo nível de carga, em conformidade com o disposto para o tipo de ensaio correspondente.

A tabela 5.2 indica os critérios de aceitação para os deslocamentos de fluência e perda de carga acumulada para no caso de estudo.

**Tabela 5.2 Critério de aceitação para ensaios de receção segundo a EN1537 (1999)**

Norma	Ensaio	Tipo de critério	Critério		Notas
			Limite admissível	Tempo de observação	
EN1537 (1999)	Método 3	ERS com EP	K1 [1,5 mm]	15 m	K1 - perda de carga a deslocamento constante  K1- admissível é de 1% da carga aplicada em cada período, sendo o total do valor acumulado.
		ERS sem EP	K1 [1,2 mm]		

Nesta fase o autor participou ativamente no controlo da implantação das ancoragens assim como na colocação da armadura (verificar comprimentos). Foi ainda da sua responsabilidade garantir a correta execução ensaios em ancoragens, verificando ao mesmo tempo a aplicação da carga de projeto.

## 5.3 Aterro

A construção do novo aterro foi o motor deste caso de estudo, uma vez várias etapas dependiam da sua execução. Foram utilizados cerca de 42.000 m<sup>3</sup> de material de aterro para satisfazer as exigências do projeto e, como material, “detritos de pedreira”, que respondeu de forma positiva às exigências de projeto como é descrito mais à frente e permitiu a sua utilização.

O aterro existente, como foi descrito nos capítulos anteriores, é composto essencialmente por material xistoso, e como se trata de uma estrutura antiga, a sua granulometria não deveria obedecer a quaisquer especificações. Neste aterro foram identificadas zonas mais argilosas, tendo-se verificado a existência de várias acumulações de água, como comprovam o crescimento de canaviais em pleno aterro. Este aterro, bem vegetalizado, foi submetido a uma escavação prévia dos primeiros 30 cm, eliminando assim esta camada superficial que podia conduzir à instalação potencial de um plano de escorregamento.

Descrevem-se em seguida as etapas seguidas na execução do aterro.

### 5.3.1 Desmatação, limpeza e saneamento

Nesta fase preparou-se a plataforma de trabalho no sentido de executar os trabalhos de aterro. Para efetuar estes trabalhos procedeu-se, sempre que necessário, a controlos topográficos das áreas previstas em projeto, juntamente com a remoção da vegetação e detritos soltos. Sempre que se verificou necessário, colocou-se uma manta geotêxtil para separar os dois materiais de aterro (zonas mais húmidas). Procedeu-se à verificação, “*in situ*”, das condições da fundação para eventual tratamento de zonas instáveis, águas superficiais ou de surgência, linhas de água (com recurso a drenos, valas, camadas drenantes, etc.) ou saneamento da fundação dos aterros ou do leito do pavimento em escavação sempre que necessário, com maior enfoque no tardo do muro de betão.

### 5.3.2 Aterro e escavação

Estas duas etapas surgem sempre ligadas entre si, sendo que a escavação refere-se à zona do aterro a escavar segundo as exigências referidas anteriormente.

O equipamento definido nesta fase dependeu das exigências e sensibilidades a nível de projeto, pois existiram algumas condicionantes para a utilização de equipamento pesado, sobretudo no tardo do muro e entre contrafortes.

Para a primeira fase, ou seja, na zona do tardo do muro de suporte, o início dos trabalhos de aterro serviu para calibrar a quantidade de água e grau de compactação adequados. Foi espalhado no tardo do muro uma camada uniforme de 20 cm de materiais e, posteriormente,

efetuou-se uma rega contabilizando o tempo de rega uniforme da mangueira por área e/ou nº de passagens da cisterna a velocidade constante.

O solo foi depois compactado com recurso ao equipamento ligeiro (Figura 5.6), contabilizando o tempo de compactação uniforme por área (saltitão e placa compactadora), ou o número de passagens de cilindro apeado a velocidade constante. O processo de calibração foi concluído assim que se obteve um grau de compactação superior a 95% do proctor modificado. Nesta zona as camadas de aterro não excederam 20-25 cm de espessura, garantido a rentabilidade do equipamento ligeiro utilizado.

No que diz respeito à segunda fase, isto é, aos trabalhos do restante aterro, o início destes serviu também para calibrar a quantidade de água e compactação a implementar. Esta fase do aterro iniciou-se no momento em que foram atingidos 3 m lineares de plataforma até ao muro, e foi permitida a entrada de equipamento pesado na plataforma de trabalho (Figura 5.6). Foram então espalhados na plataforma uma camada de 40 cm de 'detritos' e, posteriormente, foi efetuada uma rega contabilizando o número de passagens de reboque cisterna a velocidade constante. Seguiu-se a compactação do material com recurso ao equipamento médio/pesado, contabilizando o número de passagens de cilindro a velocidade constante. O processo de calibração foi concluído assim que se obteve, à semelhança da primeira fase, um grau de compactação de pelo menos 95% do proctor modificado.

Uma camada de aterro deu-se como concluída quando foram confirmadas as características do aterro executado, determinando o peso volúmico e o teor em água pelo método do gama densímetro.



Equipamento ligeiro no tardoz do muro de suporte



Equipamento pesado

**Figura 5.6 Aspetos de compactação do novo aterro**

### 5.3.3 Controlo de qualidade

O aterro executado cumpriu determinadas exigências a nível de controlo qualidade. Desde a seleção do material até à sua aplicação em obra, o aterro teve de responder a determinados pressupostos definidos em projeto, em seguida sintetizados. Mais uma vez, todos os ensaios realizados nesta fase seguiram as normas europeias em vigor.

#### 5.3.3.1 Materiais utilizados

Os 'detritos' de pedreira (material escolhido para aterro) resultam de um material explorado em formações homogêneas, isento de matéria orgânica ou de quaisquer substâncias nocivas.

Foi definido previamente um fuso granulométrico no qual o material aplicado teve de ser inserido. Esse fuso encontra-se definido na tabela 5.3.

**Tabela 5.3 Fuso granulométrico exigido para aceitação e aplicação do material em obra**

PENEIRO ASTM	PERCENTAGEM ACUMULADA DO MATERIAL QUE PASSA		
50 mm (2")			100
37.5 mm (1 1/2")	83	-	100
31.5 mm (1 1/4")	75	-	100
25 mm (1")	67	-	100
19 mm (3/4")	57	-	100
9.5 mm (3/8")	38	-	82
4.75 mm (N.º4)	23	-	55
2 mm (N.º10)	16	-	35
0.85 mm (N.º 20)	11	-	24
0.425 mm (N.º40)	8	-	18
0.25 mm (N.º 60)	6	-	15
0.106 mm (N.º 140)	5	-	13
0.075 mm (N.º200)	4	-	11

Definiram-se ainda as seguintes exigências para o material utilizado:

- Percentagem de material retido no peneiro ASTM de 19 mm (3/4"), máximo: 30%;
- Limite de liquidez, máximo: 16%,
- Índice de plasticidade, máximo: 7%,
- Equivalente de areia, mínimo: 20%.

### 5.3.3.2 Ensaios de laboratório

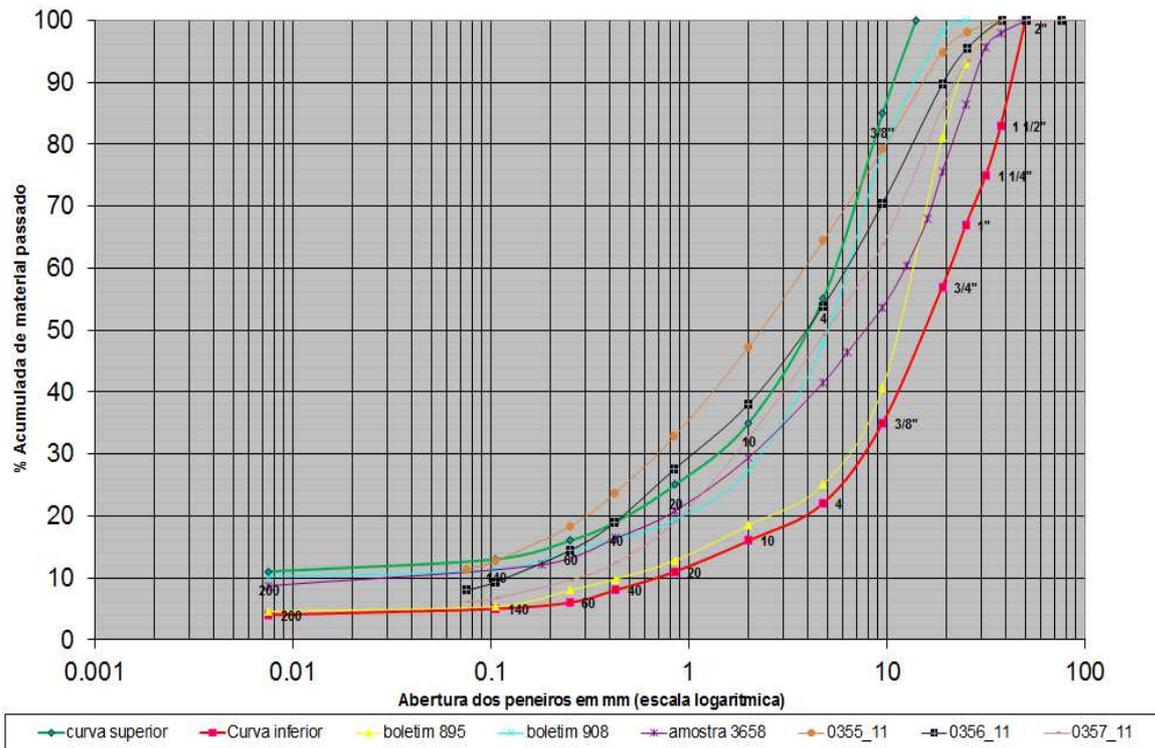
Para validar se as características do material a aplicar em obra estavam de acordo com os parâmetros definidos em projeto, foram recolhidas três amostras para ensaiar em laboratório. A tabela 5.4 resume os resultados obtidos em laboratório. A estes ensaios juntaram-se outros que serviram para garantir a qualidade do material entretanto entregue de modo a calibrar o aparelho gamadensímetro ao longo dos trabalhos de execução do aterro. É importante sublinhar que foi necessário manter o contato permanente com a pedreira para garantir que o material era recolhido da mesma pilha, salvaguardando desse modo a realização de mais ensaios.

O material chegado à obra proveniente da pedreira para aplicação no aterro foi sujeito a diversos controlos. A observação visual do material permitiu identificar, caso se observassem alterações evidentes no seu estado, a realização de novos ensaios em laboratório. Interessa ainda referir que foram também realizados ensaios de laboratório (à exceção dos resultantes do controlo visual) por cada 10.000 m<sup>3</sup> de material chegado em obra.

**Tabela 5.4 Ensaios de laboratório realizados para determinação das características geotécnicas do material**

DATA	Parâmetro Amostra	Limite liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)	Equivalent e de areia (%)	Retido no peneiro 19 mm (3/4") (%)	Teor em água ótimo (%)	Baridade seca máxima $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
Julho 11	845 - 908	26	10	31	1,8	8,1	2,17
	845 - 895				18,9		
	3658	-	-	-	11,0	4,9	2,28
Setembro 11	0355_11	20	14	28	5,1	6,0	2,24
	0356_11	21	6	36	10,3	6,6	2,22
	0357_11	19	5	41	14,1	5,8	2,28

Na Figura 5.7 pode-se conferir que as amostras ensaiadas em setembro (início dos trabalhos de aterro) entram no fuso granulométrico definido em projeto. Relativamente às restantes amostras, apesar destas terem ultrapassado ligeiramente o limite superior admitido, elas foram aceites pelo dono de obra na condição de calibrar a compactação de acordo com os ensaios laboratoriais realizados.



**Figura 5.7 Representação das granulometrias das diversas amostras ensaiadas e do respetivo fuso de aceitação (TECNASOL FGE (2011a))**

### 5.3.3.3 Controlo de compactação

O controlo da compactação foi efetuado através do equipamento gamadensímetro (Figura 5.8). Este aparelho permite a determinação rápida e *in situ* da humidade, baridade e a percentagem de compactação, até 30 cm de profundidade.



**Figura 5.8 Controlo da compactação em obra por gamadensímetro, à esquerda, e recolha de amostras para laboratório, à direita**

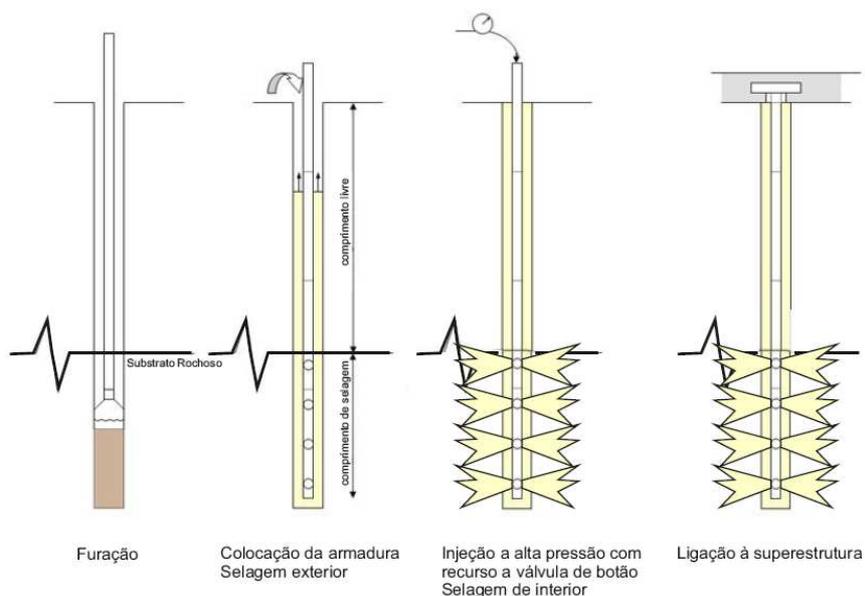
A fase de execução do aterro foi umas das fases mais importante da obra, como foi referido anteriormente. Durante esta fase o autor participou ativamente em todas as etapas, desde a seleção do material em pedreira até à sua correta aplicação em obra, bem como acompanhou as

reuniões com o fornecedor de material de modo a evitar o seu escasseamento, na recolha de amostras e na análise dos resultados de laboratório (calibração do gamadensímetro), no faseamento construtivo do aterro e no controlo dos ensaios de compactação.

## 5.4 Parede ancorada

De forma a reforçar a zona mais próxima da ferrovia, propôs-se a realização de uma parede em betão armado com 35 cm de espessura, apoiada em microestacas e ancorada ao terreno por meio de ancoragens definitivas, com 605 kN de pré-esforço a aplicar uma vez preenchida a zona do tardoz.

Como explicado no capítulo anterior relativamente às ancoragens, a execução de uma microestaca compreende também três fases distintas: a furação, a colocação da armadura e a injeção (interior, exterior e a alta pressão). Estas três etapas são idênticas às implementadas na execução das ancoragens, e visam garantir uma boa distribuição das cargas no substrato através do bolbo de selagem. A Figura 5.9 representa as fases de execução de uma microestaca e faz referência às fases descritas anteriormente.



**Figura 5.9 Esquema de execução de uma microestaca**

Na empreitada foram executadas 77 microestacas, todas elas com um bolbo de selagem superior a 4 m. O comprimento livre dependeu da profundidade do substrato rochoso, no qual foram encastradas as microestacas. O diâmetro escolhido foi definido consoante as forças atuantes necessárias para o funcionamento global da estrutura. Foram utilizadas microestacas de aço N80 de Ø 114x9mm com limite de elasticidade de 560 MPa e limite de rotura de 690 MPa. A Figura

5.10 representa, respetivamente, as microestacas executadas em obra e o aspeto final da superestrutura realizada.

Naquela parede recorreu-se, da mesma forma que para o muro de suporte ancorado, a uma contenção com recurso a ancoragens. Foram realizadas ao todo 76, todas elas com um bolbo de selagem de 6 m e com comprimentos livres a variar entre 15 e 24 m, mais uma vez dependendo da profundidade do substrato rochoso.



realização das microestacas

após conclusão

**Figura 5.10 Aspetos da parede ancorada**

Para se proceder ao tracionamento das ancoragens foi necessário preencher o espaço vazio no tardo de esta parede. Uma vez que se situava muito próxima da linha e uma vez que se previa ser a execução do aterro uma atividade morosa, condicionada entre outros pela falta de espaço para acesso de equipamentos e sensível a vibrações, optou-se então por preencher a zona com betão pobre, conferindo ao tardo de do muro melhores condições de reação aquando do tracionamento posterior das ancoragens, a 605 kN.

Esta fase da obra foi realizada no final do estágio do autor, não tendo sido acompanhada pelo próprio, não se aprofunda esta temática.

## 5.5 Drenagem

Durante todas as etapas definidas anteriormente foram realizadas obras de drenagem de forma a satisfazer e garantir o funcionamento de toda a estrutura, isto é, diminuir as possíveis pressões intersticiais causadas pelas infiltrações durante as fases mais pluviosas. Este fenómeno foi sujeito a um dimensionamento rigoroso, uma vez que um desempenho deficiente do sistema de drenagem pode comprometer a eficácia de todo o projeto.

Foram definidas duas zonas principais: a drenagem a montante e a drenagem a jusante da linha. A primeira resultou de uma adaptação do projeto COBA (2010), aprovado pela REFER, e que visou impossibilitar as infiltrações no corpo do aterro a montante da linha. É importante relembrar que a empreitada se situa a jusante da linha (Figura 5.12), pelo que o sistema de drenagem a jusante surge associado ao projeto da Tecnasol (2012). Nesta fase foram da responsabilidade do autor o controlo do material chegado à obra, a sua correta colocação garantindo as exigências a nível de projeto e a gestão no avanço dos trabalhos para evitar interferência com outras atividades.

## 5.5.1 Drenagem a montante

### 5.5.1.1 Passagem hidráulica ao pk 236+480

Nesta área a intervenção passou, sobretudo, pela recolha das águas pluviais através de um sistema de drenagem superficial adequado, com o objetivo de as conduzir para jusante por meio de uma passagem hidráulica (PH), ao pk 236+480. Esta PH, com 80 cm de diâmetro, estende-se por 48 m e foi construída sob a ferrovia, visando conduzir as águas recolhidas a montante até à ribeira situada a jusante, já readaptada em intervenções anteriores.

Para a realização desta obra utilizou-se uma técnica de precisão que consistiu na colocação de manilhas de betão armado através de um método de cravação. É um método que recorre a um sistema de controlo laser para obviar eventuais desvios, e que é realizado em duas fases. Na primeira fase foi executado um furo piloto para ligar o poço de ataque ao poço de receção. A Figura 5.11 ilustra o equipamento utilizado para esta técnica.



Figura 5.11 Aspeto da furação e do equipamento utilizado na instalação da PH (pk 236+480)

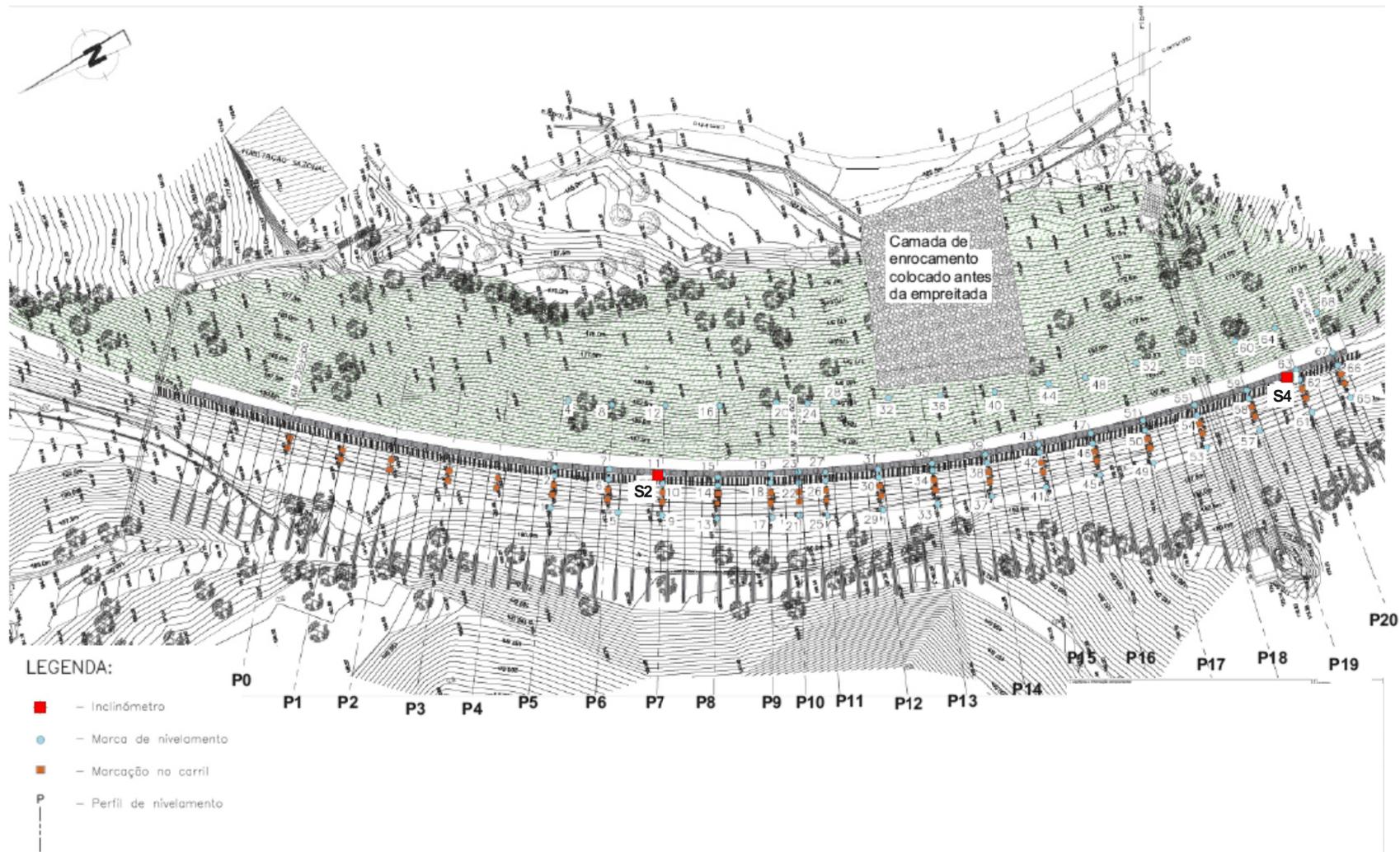


Figura 5.12 Instrumentação existente e a instalar no final da empreitada, sem escala (Tecnasol. 2012b, adaptado)

Com a conclusão do furo deu-se então início à última fase do processo, onde se executou uma furação direcionada de maior diâmetro com o auxílio de uma cabeça de corte rotativo, acoplada aos trados e com o diâmetro estipulado de projeto. Aplicou-se então um impulso contra o terreno, através dos hidráulicos da máquina de perfuração. O processo terminou quando a cabeça de corte atingiu o poço de recepção (a montante), retirando-se de seguida todo o equipamento de furação deixando lugar apenas à conduta. Foi de seguida montada uma caixa de recepção de água tipo “boca de lobo” em cada extremidade desta PH.

#### 5.5.1.2 Drenagem de superfície

A drenagem superficial serviu apenas para encaminhar as águas pluviais para a PH realizada, limitando assim as infiltrações de água no terreno. Neste setor a montante da via foram corrigidas algumas valetas existentes e executadas caixas de água, permitindo criar uma rede de drenagem funcional. A par destas valetas foi criada uma valeta retangular que, associada a uma modelação adequada do terreno, permitiu criar um canal de drenagem (Figura 5.13) na zona mais baixa do terreno natural para escoamentos das águas por gravidade.



**Figura 5.13 Drenagem superficial e caixa de recepção de água a montante**

#### 5.5.2 Drenagem a jusante

Durante toda a empreitada foram implementadas medidas no sentido de evitar não só as circulações de águas de superfície, como as acumulações em profundidade. O avanço dos trabalhos permitiu realizar atempadamente e com precaução todas as medidas necessárias para o correto funcionamento da rede de drenagem. Distinguem-se os seguintes trabalhos:

- PH ao Pk 236+585,
- Drenagem profunda no tardo do muro de suporte),
- Drenagem de superfície,
- Outras obras de drenagem.

#### 5.5.2.1 PH ao pk 236+685

Esta passagem hidráulica, já existente, foi prolongada até à saída do muro de suporte para permitir a execução do aterro. A nova PH tem cerca de 23 m de comprimento e apresenta um diâmetro de 120 cm e para a sua execução foi realizada uma caixa de ligação à saída da PH ali existente (Figura 5.14) e uma nova caixa em betão armado que permitiu curvar as manilhas e alinhá-las com o exterior do muro. A saída da PH tem ligação direta com a ribeira (Barranco da Magra).



**Figura 5.14 Vista de jusante da caixa de saída de água ao Pk 236+685**

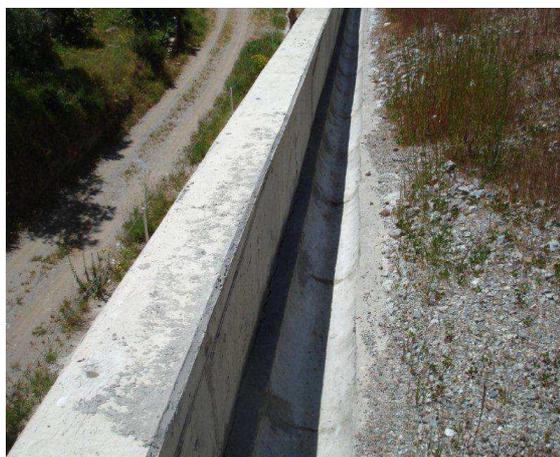
#### 5.5.2.2 Drenagem profunda no tardo do muro

Durante a execução dos muros de contenção foram deixados negativos nos contrafortes que permitissem executar uma drenagem no tardo do muro. Esta drenagem é constituída por um tubo de pvc crepinado, com 250 mm de diâmetro, envolto em brita e geotêxtil. Este dreno em pé de talude serve não só para drenar as águas na zona de fundação em caso de subida do nível freático, como também para recolha de eventuais águas que surjam junto ao muro. Para este efeito foi efetuada uma pintura betuminosa, juntamente com a instalação de uma manta drenante, constituída por uma zona em polistireno e por um geotêxtil, permitindo o escoamento de água no tardo do muro e a diminuição da pressão hidrostática. Estas águas são então recolhidas pelo

dreno longitudinal e são devolvidas à ribeira a jusante. É importante referir ainda que foram colocados bueiros (tubos em PVC de 12 cm) no muro e parede de suporte de forma a excluir algumas águas acumuladas no tardo do muro, sem que seja necessário atingirem o dreno longitudinal.

### 5.5.2.3 Drenagem de superfície

Esta drenagem foi realizada no corpo do aterro e tem como objetivo recolher as águas das chuvas e dirigi-las, de forma controlada para um local apropriado. A drenagem foi realizada com recurso a caieiras em meia cana de 30 cm de diâmetro e com declive controlado de forma a satisfazer o escoamento por gravidade (Figura 5.15). Além das meias canas utilizadas foram ainda colocadas caixas de água na sua intersecção para evitar o refluxo hidráulico. O circuito termina com dois tubos de queda de água (Figura 5.16) que restituem essa água diretamente à ribeira.



**Figura 5.15 Valeta no tardo do muro para encaminhamento da drenagem de superfície**



**Figura 5.16 Tubo de saída de água para encaminhamento das águas à drenagem natural**

#### 5.5.2.4 Outras obras de drenagem

Além das obras referidas anteriormente foram executadas outras no sentido de garantir o funcionamento correto da rede de drenagem. Foi executada uma valeta retangular entre o pk 236+480 e o pk 236+510 como se observa na Figura 5.17. Esta valeta foi dimensionada de forma a garantir a drenagem de todas as águas provenientes de montante através da PH ao pk 236+480, assim como da drenagem da via através de um prolongamento feito em meias canas de 30 cm. Esta valeta foi construída em forma de escada, com execução de batentes, visando o abrandamento da velocidade de escoamento das águas, pois o declive nesta zona é muito acentuado.



**Figura 5.17 Valeta retangular com batentes para quebra de energia das águas de drenagem**

Além desta valeta retangular foi selada uma PH existente ao pk 236+480 e pk 236+500, a montante e a jusante respetivamente, pois suspeitava-se que existissem infiltrações dentro do corpo do aterro envolvente. No que diz respeito à face exterior do muro entre o pk 236+715 e 236+685, como apresentava um declive algo acentuado, foi colocada uma camada de enrocamento de forma a evitar ravinamentos junto das sapadas dos muros de suporte, que poderiam ser causados por regimes de escoamentos torrenciais.

## 5.6 Instrumentação implementada

A instrumentação é uma técnica particularmente vocacionada para a prevenção e para a gestão de riscos, que tem como objetivo garantir a realização, em condições de segurança e economia,

dos trabalhos relativos às escavações e construções não só da própria obra, mas também das estruturas e infraestruturas vizinhas, e inclusive após a fase construtiva.

Para satisfazer estas exigências, foi implementado um Plano de Instrumentação e Observação (PIO) definido a partir da análise dos principais riscos e condicionamentos que poderão por em causa o presente projeto. A análise destes condicionamentos permitiu então quantificar os principais riscos associados à execução dos trabalhos e à exploração da linha ferroviária.

Tendo presente os fenómenos em causa, a topografia local e as soluções propostas, o plano de observação implementado contempla as medições dos movimentos tridimensionais, à superfície e em profundidade, nomeadamente os assentamentos e deslocamentos horizontais, bem como o pré-esforço das ancoragens definitivas.

De forma a acompanhar a evolução de deslocamentos horizontais e no interior do aterro, e assentamentos na via, foram instalados dois inclinómetros, S2 e S4, efetuadas 44 marcações nos carris distribuídas segundo 22 perfis transversais, P0 a P21, com marcação na fila alta e fila baixa e 68 marcas de nivelamento. A respetiva localização encontra-se na planta da Figura 5.11. Alguns destes equipamentos foram desativados devido à progressão da obra.

Relativamente à instrumentação, o autor seguiu de perto todas as fases que permitiram assegurar, não só a circulação de comboios mas também a segurança dos trabalhadores durante a empreitada. Ele participou na abertura de ordens diárias de trabalhos na ferrovia (ODT), no controlo das marcas topográficas, alvos, inclinómetros e células de carga em ancoragens. Fez parte das suas tarefas ainda a análise global de toda a instrumentação instalada, fazendo a ligação com o gabinete de projeto e o dono de obra.

### **5.6.1 Marcas topográficas**

Como foi referido anteriormente, foram instaladas marcas de nivelamento na fase que antecedeu a obra de forma a monitorizar a linha ferroviária em exploração. O controlo, numa primeira fase, foi feito pela equipa da REFER que avaliou as deformações desde 31.03.2010 até 12.08.2011. Neste período verificou-se um crescimento contínuo dos movimentos registados. As situações mais problemáticas relativamente à marcação no carril ocorreram nos perfis P12 a P16 (fila baixa e fila alta), onde os assentamentos registados ultrapassaram 50 mm até novembro de 2010, obrigando a uma intervenção por recarga de balastro.

Relativamente às marcas instaladas no balastro e na crista do talude, as leituras começaram a ser efetuadas pela REFER de 23.12.2010 a 12.08.2011, cerca de um mês depois da fase mais problemática registada nos carris e da recarga de balastro. No que diz respeito às marcas instaladas no balastro, estas não sofreram grandes variações à exceção dos perfis P11 a P16,

confirmando assim, à semelhança do historial verificado nas marcas dos carris, que esta zona apresentava problemas de instabilização. Já nas marcas instaladas na crista do talude, estas apresentaram de um modo geral um crescimento contínuo dos assentamentos, com um total superior a 30 mm para a mesma zona referida anteriormente.

Durante a empreitada foram efetuadas campanhas topográficas que permitiram seguir os movimentos na linha ferroviária – Figura 5.18. Foi efetuada uma zeragem nas leituras correspondentes a um reajuste nas marcas, o que ditou a transferência da monitorização da REFER para a Tecnasol. Relativamente às marcas instaladas nos carris e até final da obra, estas não ultrapassaram 10 mm para a fila alta e 16 mm para a fila baixa. Os maiores deslocamentos verificaram-se nos perfis 15, 16, 17 e 18.

À semelhança do que se passou com as marcas dos carris, nas marcas instaladas no balastro verificaram-se assentamentos entre 20 e 25 mm entre os perfis P15 e P20. Nos restantes perfis os assentamentos não ultrapassaram 15 mm.



**Figura 5.18 Leituras de marcas topográficas na linha**

### 5.6.2 Inclínómetros

Em 2007 foi realizada uma campanha de reconhecimento onde foram executadas 4 sondagens à rotação (S1 a S4). Após a sua conclusão, foram instalados tubos inclinométricos nos furos das sondagens S2 ao Pk 236+580 (P7) e S4 ao Pk 236+700 (P20). Estes inclinómetros serviram para avaliar os deslocamentos em profundidade, não só na fase que antecedeu a obra, mas também durante a construção da solução definitiva.

À semelhança das marcas topográficas, a REFER começou por controlar semanalmente os deslocamentos nos inclinómetros S2 e S4 nos primeiros meses de obra. De um modo geral, os

movimentos registados permitiram observar, desde 2010, uma evolução contínua, não alarmante, e com deslocamentos acumulados de 15 mm no sentido do talude a 4 m de profundidade para o S2, e acumulados de cerca de 2 mm no mesmo sentido a 2 m de profundidade para o S4 até agosto de 2011.

Os inclinómetros instalados na empreitada permitiram controlar os valores dos deslocamentos horizontais os quais correspondem, no presente caso, a movimentos do terreno da mesma ordem de grandeza.

Durante a fase executiva foi possível acompanhar os deslocamentos dos dois inclinómetros S2 e S4 instalados no passeio esquerdo da via. De um modo geral, os movimentos registados a partir de Agosto de 2011 mostraram que existem deslocamentos em profundidade. No caso do inclinómetro S2 (Figura 5.19), verificaram-se deformações até 80 mm, no sentido do talude, até 6 m de profundidade. Já no inclinómetro S4, esses valores não ultrapassaram os 20 mm, com deformações registadas até 16 m de profundidade no mesmo sentido de S2. Estas deformações são acumuladas desde o início da empreitada e, assim, não foram considerados como alarmantes.



**Figura 5.19 Leitura no inclinómetro S2 durante a monitorização da linha**

É de referir que o inclinómetro S2 sofreu importantes deformações devido ao tracionamento das ancoragens da parede superior fundada em microestacas.

Além destes dois inclinómetros, foram ainda instalados mais outros quatro no tardo da parede ancorada superior. Estes inclinómetros foram executados já na fase final da obra e foram colocados à disposição da REFER para a monitorização futura da via.

A existência de movimentos do terreno em profundidade poderá ser um indício de eventuais mecanismos de instabilização do terreno. Nestes casos, estes movimentos costumam estar associados a variações de carga nas células dinamométricas, a deslocamentos nos alvos topográficos e/ou a movimentos ao nível da via-férrea. Neste sentido foi proposto que os

resultados das leituras destes instrumentos fossem interpretados em conjunto com os resultados das leituras dos restantes, instalados pelo empreiteiro.

### 5.6.3 Células de carga e alvos topográficos

Para controlar a estabilidade do muro foram colocadas marcas topográficas à medida que este foi sendo executado. Estas marcas permitiram acompanhar a evolução dos movimentos registados nos muros de suporte devido às pressões exercidas sobre estes, nomeadamente durante a fase de construção do aterro definitivo. Através destas marcas foi possível controlar de forma rigorosa o tracionamento das ancoragens, conseguindo sempre garantir com segurança o avanço dos trabalhos até à sua conclusão. Desta forma, admitiu-se que os deslocamentos positivos (sentido de jusante) eram causados pelas forças instabilizadoras aplicadas no tardo do muro, nomeadamente devido à construção do aterro, e as forças no sentido negativo (sentido de montante) resultaram do tracionamento das ancoragens, isto é, de forças estabilizadoras.

Além dos alvos instalados, foram colocadas seis células de carga (Figura 5.20) em seis ancoragens, situadas na primeira e segunda linha de ancoragens aos pk 236+650 (C1, C4), pk 236+610 (C2, C5) e pk 236+500 (C3, C6). É importante salientar que as células ao pk 236+650 foram instaladas próximas do perfil onde as marcas topográficas relevaram maiores deformações na linha.



**Figura 5.20 Exemplo de célula de carga instalada nas ancoragens**

Além da instrumentação descrita anteriormente foram também instaladas mais duas células de carga em duas ancoragens na parede superior ancorada. Estas células permitem avaliar a pressão exercida pelo terreno junto da via, e foram instaladas aos pk 236+685 e pk 236+645, precisamente na zona de maior curvatura da linha e onde ocorreram os principais deslocamentos nas marcas de nivelamento.

Para além das situações de perda de carga nas ancoragens conhecidas de pré-esforço estrutural (reentrada de cunhas, atrito e deformação elástica da parede), deve-se ter em conta que existem ainda perdas associadas à fluência dos bolbos de selagem. Eventuais movimentos do muro no sentido do aterro, pouco prováveis de acontecer, poderão também aliviar a carga.

A diminuição da carga nas ancoragens poderá afetar não só a estabilidade local dos muros de suporte ancorados, mas também a estabilidade global do talude.

No que toca a fenómenos de aumento de carga nas ancoragens, estes poderão estar relacionados com os movimentos do muro do suporte. Nestes casos deve ser dada atenção à resistência interna e externa das ancoragens, à resistência dos elementos de betão armado e à segurança das fundações. A norma EN1537 (1999) recomenda que a carga de serviço nas ancoragens no tempo de vida da obra esteja limitada a  $0,65P_{tk}$ , o que se traduz num acréscimo de carga equivalente a cerca 55% da carga de projeto. Esta carga, após verificação em projeto, garante ainda a estabilidade da obra relativamente à resistência do betão armado e à segurança das condições de fundação.

Foram então simuladas várias situações de projeto que permitiram definir níveis de alerta para a variação da carga nas ancoragens. Como nota final, acresce referir que se consideram correntes perdas de carga até um máximo de 20% da carga de projeto. Contudo, este valor foi ajustado, de perfil para perfil, de modo a repartir adequadamente as perdas de carga entre as situações correntes, de alerta e de alarme.

Durante a empreitada verificou-se que a pressão das células de carga oscilava entre  $\pm 15\%$  para a maioria das células de carga instaladas. Apenas para a célula instalada na linha superior ao pk 236+610, se registaram incrementos positivos de um modo contínuo, ultrapassando mesmo 25% da carga de serviço. Relativamente às células instaladas aos pk 236+685 e pk 236+645 na parede superior, as mesmas foram ativadas após o final do estágio na empreitada do autor, sendo postas à disposição do dono de obra para futura monitorização.

A avaliação dos deslocamentos em alvos topográficos (Figura 5.21) teve por objetivo controlar, por via dos deslocamentos lidos, o acréscimo ou a redução de carga nas ancoragens não instrumentadas por célula de carga, tomando por referência a relação entre a variação de carga lida na ancoragem instrumentada e o deslocamento lido no alvo instalado na mesma secção. Os deslocamentos limites de alerta e alarme, foram os valores correspondentes a acréscimos ou reduções de carga em estados de alerta e alarme.



**Figura 5.21 Alvos instalados no muro de suporte para controlo de eventuais deslocamentos**

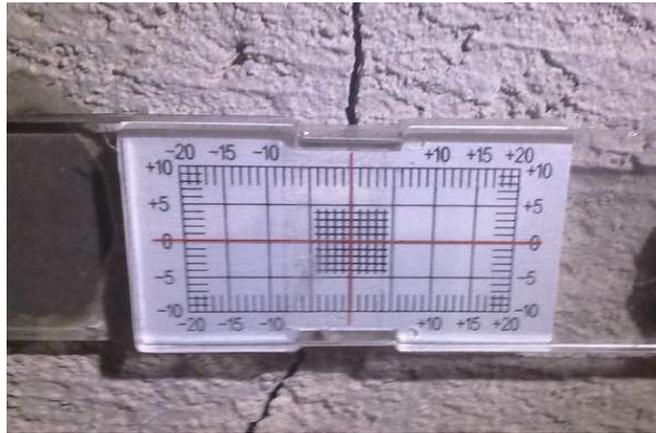
Para os muros de suporte de gravidade, sem ancoragens, propôs-se que os deslocamentos dos alvos fossem limitados aos movimentos necessários para que se instalassem impulsos ativos no tardo das paredes destes muros. Para este foram zerados os alvos instalados nele, atendendo a que os mesmos acumulavam deslocamentos resultantes da construção do aterro e que não deverão ser considerados no futuro.

#### **5.6.4 Outros controlos efetuados**

Durante a fase de obra surgiram alguns imprevistos que obrigaram o empreiteiro a utilizar medidas de controlo mais expeditas e de menor importância. No entanto, uma vez que poderiam ter um grande impacto a longo prazo, interessa aqui salientar o procedimento implementado.

##### **5.6.4.1 Fissurómetros nas PHs**

Durante a execução do aterro, e provavelmente devido à utilização de equipamentos pesados para a compactação, verificaram-se fissuras nas manilhas das duas PHs a jusante, nas quais foram colocados quatro fissurómetros (Figura 5.22).



**Figura 5.22 Fissurómetro instalado na PH ao pk 236+685**

Na PH ao pk 236+480 foi colocado apenas um fissurómetro numa única fissura existente; já na PH ao pk236+685 foram colocados três, noutras tantas fissuras ali observadas.

Estes instrumentos proporcionaram o controlo destas fissuras e a viabilização de uma resposta rápida em caso de necessidade de intervenção. Até ao final da obra, as aberturas registadas não excederam 1 mm de acumulado para a PH ao pk 236+480 e 2 mm para a PH ao pk236+685.

#### 5.6.4.2 Testemunho de gesso

Outra das medidas aplicadas foi o recurso a testemunhos de gesso, que consiste simplesmente na colocação de uma massa de gesso sobre uma determinada fissura que se pretende controlar. Este gesso ao ganhar presa cola-se à estrutura e permite acompanhar visualmente a sua deformação. Na empreitada recorreu-se a este método para acompanhar a eventuais deslocamentos nas juntas de dilatação no muro de suporte.



## 6 Conclusões

No presente capítulo efetua-se uma síntese do trabalho realizado, relacionando-o com os objetivos iniciais e fazendo uma reflexão sobre as atividades onde o autor esteve envolvido.

A estabilização de taludes artificiais, de corte ou de aterros compactados talvez seja uma das solicitações mais comuns no âmbito das obras geotécnicas na atualidade. Este tipo de estabilizações pode ser encontrado em projetos de vias de comunicação, em barragens, em minas, na canalização de cursos de água, etc..., onde a instabilização de taludes pode representar riscos intoleráveis reais para a implantação e a exploração dos serviços pretendidos.

O acompanhamento pelo autor durante um ano, entre 2011 e 2012, da empreitada de reabilitação de um talude de aterro instabilizado numa ferrovia no sul de Portugal, permitiu-lhe adquirir e vivenciar um conjunto de métodos e técnicas envolvidos naquele tipo de intervenção, nomeadamente no reperfilamento e na execução de um novo aterro, de estruturas de contenção e de drenagem, bem como no controlo de qualidade de materiais e na monitorização rigorosa da via para evitar qualquer ameaça à exploração ferroviária no trecho intervencionado.

A solução proposta pelo empreiteiro, a Tecnasol, viabilizou a realização da obra sem qualquer interferência na circulação de comboios, tratando-se de uma intervenção com elevada exigência a nível de projeto, mas que no final acabou por se revelar uma solução adequada. Esta solução incluiu o seguinte conjunto total de trabalhos:

- Muro de suporte em betão armado, fundado por sapatas e ancorado ao substrato, parede ancorada e fundada em microestacas, prolongamento e reconstrução de duas passagens hidráulicas, desmatação e colocação de cerca de 42.000 m<sup>3</sup> de aterro compactado em detritos de pedreira, instrumentação e monitorização da linha.

É de salientar que existem provavelmente soluções mais expeditas mas que, devido à proximidade das catenárias da estrutura ferroviária, causariam um grande impacto na circulação dos comboios e obrigaria à implementação de fortes medidas de segurança na linha. No entanto, a reconstrução de aterros pode ser fortemente condicionada pelas condições climatéricas, fator esse que deverá ser considerado devidamente nas empreitadas, uma vez que é um fator externo ao empreiteiro e que este, por sua vez, não deve ser chamado à responsabilidade caso daí resultem atrasos em obra.

A elevada competitividade verificada nos dias de hoje no ramo da engenharia civil leva a pensar que, hoje em dia, existe uma tendência para um “modismo” no caso da estabilização de taludes que se traduz na prática por um problema que pode tornar-se num caminho inverso daquilo que são os princípios básicos da engenharia, ou seja, “tem-se a solução e vai-se à procura do problema”, nomeadamente no que pode fragilizar a solução já concebida. Este fato deve ser

devidamente ponderado, uma vez que o país atravessa nesta altura fragilidades económicas, o que vai certamente condicionar os preços das empreitadas, que por sua vez irá fazer com que as empresas em concurso apresentem preços mais baixos que, naturalmente, poderão resultar em menos horas de projeto e mais horas de ajustamento de soluções já concebidas.

O procedimento de estabilização de um talude de qualquer natureza deve iniciar-se necessariamente pela exata compreensão qualitativa e quantitativa do fenómeno geológico e geotécnico presente. Apenas essa compreensão permitirá a adoção de uma solução adequada ao problema presente, juntando adicionalmente mais segurança proveniente dessa compreensão, e evitando coeficientes de segurança não adaptados à situação.

O acompanhamento da empreitada possibilitou ao autor a inserção numa equipa de trabalho, onde teve a oportunidade de lidar diariamente com a prática em obras de engenharia civil, mais precisamente na área da geotecnia, possibilitando-lhe uma melhor compreensão do sistema e do funcionamento dos trabalhos, bem como a importância de trabalhar em equipa, da comunicação, da organização e, sobretudo, do sentido de responsabilidade e exigências a nível da direção de obra. Acrescem ainda a noção da envolvimento e interação de todas as atividades que qualquer obra comporta, incluindo a exigência e rigor no contato com o cliente, onde os prazos e valores acordados devem ser adequadamente cumpridos de forma a não acarretar sobrecustos e/ou indemnizações.

Os conhecimentos teóricos adquiridos pelo autor ao longo do seu percurso académico revelaram-se importantes para corresponder às diversas situações em que participou. Não obstante, todo o pessoal afeto à obra, desde engenheiros, técnicos e serventes, lhe transmitiram conhecimentos e competências adicionais, os quais constituem uma mais-valia para a sua futura vida profissional.

A solução proposta foi corretamente implementada e deixou à disposição do dono de obra um conjunto de instrumentos para observação do comportamento futuro da área intervencionada. Estes equipamentos irão permitir monitorizar a obra de forma a salvaguardar a exploração da linha ferroviária. Propõe-se que a periodicidade das leituras seja ajustada de acordo com os resultados obtidos durante o primeiro ano de exploração do trecho reabilitado.

No entanto, no caso de se verificarem problemas, nomeadamente por acréscimo eventual de pressão nas células das ancoragens instrumentadas, admite-se que poderão advir de pressões no tardoz do muro superiores ao esperado. É importante ir direito ao problema antes de decidir a solução, pelo que se propõe que, primeiramente, seja implementada a realização de sondagens carotadas horizontais, a seco, no sentido de intercepar algum plano de deslizamento no contato entre os dois aterros. Estas sondagens podem servir de drenos no caso de interessarem alguma zona de saturação.

É importante garantir também o correto funcionamento do sistema de drenagem construído. Este deve ser objeto de manutenção a longo prazo (ex.: limpezas), pois uma deficiente rede de drenagem pode comprometer o funcionamento da obra. Prevê-se que, a longo prazo e devido às chuvas, poderão acumular-se materiais finos do aterro no tardo do coroamento do muro, tal como possa aparecer fissuração nas caleiras devido ao gelo-degelo. Torna-se então necessário realizar operações de inspeção para assegurar a manutenção e limpezas periódicas evitando assim o funcionamento inadequado, bem como a identificação de possíveis danos no sistema. Se tal se verificar, deve-se proceder às devidas reparações no imediato.



## Referências bibliográficas

BEG SA (2014a) *Mandat 5191, Parcelle n°9779*, Magrappé, Nendaz, Suisse. Rapport non publié.

BEG SA (2014b) *Mandat 5054, Parking télésiège des Masses*, Les Masses, Suisse. Rapport non publié.

BEG SA (2014c) *Mandat 4229, RC62 Fournaises*, Sion, Suisse. Rapport non publié.

CAPUTO, Homero Pinto (1988) *Mecânica dos solos e suas aplicações*. Vol. 1 – 6ª edição. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.

COBA, Consultores de Engenharia e Ambiente (2010) *Memória Descritiva e Justificativa, Projeto de Execução*. Estabilização do Talude em Aterro entre os Km's 236+450 e 236+720, na Linha do Sul. Relatório não publicado, Lisboa.

CRA MSG 14ème, Yaoundé (2007), "*Retours d'expériences sur l'utilisation des geosynthétiques en Algérie dans les travaux publics*". 26-28 Novembre

CUNHA, M.A. (1991) *Ocupação de encostas*. IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo.

DUNCAN, J.M., WRIGTH S.G. (2005) *Soil Strength and Slope Stability*, University of Michigan: John Wiley & Sons.

EN1537 (1999) *Execution of special geotechnical works – Ground anchors*.

ETAT DU VALAIS (2011) *Entretien des berges du Rhône dans le Chablais Mesures pour préserver les digues contre les dégâts des fousseurs, IVS, R3 – Communiqué pour les Medias*.

FERBRITAS (2008) *Análise da instabilidade do aterro ao km 236+500. Nota Técnica, Linha do Sul, Troço Funcheira – Santa Clara de Saboia*. Relatório não publicado, Lisboa.

FERREIRA, E. S. (2010) *Programa de cálculo para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado com géossintéticos*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

GEOCONTROLE, FERBRITAS (2008) *Inclinómetros – Relatório. Linha do Sul, Aterro instabilizado ao km 236, Troço Funcheira – Santa Clara – Saboia*. Relatório não publicado, Lisboa.

GEOSOLVE (2005), *Instrumentação topográfica*, Modernização da Linha do Sul. Troço Funcheira – Santa Clara Saboia. PK 236+500, G265/05. Relatório não publicado, Lisboa.

GERSCOVICH, Denise MS. *Muros de arrimo*. Departamento de Estruturas e Fundações, Faculdade de Engenharia do Rio de Janeiro.

GUEDES DE MELO, P. (2009) *Aterros experimentais sobre fundações lodosas na zona de Marinhas do Mulato, Vila Franca de Xira*. IST - Instituto Superior Técnico, Lisboa.

GOMES, A. M.; Silva. A. C. (2002) *Reabilitação da cobertura vegetal de área degradada por empréstimo de materiais*. Publicação [www.cemacufla.com.br](http://www.cemacufla.com.br), acedido em Janeiro de 2014.

GOVERNO DO ESTADO DE MINAS GERAIS (2006), *Aterro sobre solos compressíveis*, Directoria de Engenharia Secretaria dos Transportes, Departamento de Estradas de Rodagem.

IEP, S.A (2009). *Terraplenagem características dos materiais*, Caderno de encargos tipo obra. Instituto das Estradas de Portugal, Lisboa.

ISRM (1981). *Basic geotechnical description of rock masses*. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics.

LNEC (2007) *Parecer técnico, Estabilização dos taludes aos km 236, 237 e 241 da Linha do Sul*. Relatório não publicado, Lisboa.

LNEC E197-66, *Solos. Ensaio de compactação*, Especificação, Lisboa.

MATOS FERNANDES, M. (2011). *Mecânica dos Solos, Introdução à engenharia geotécnica*, volume II. Edições FEUP, Porto.

NP EN 12350-2 (2002) *Ensaio de Abaixamento*. IPQ, Monte de Caparica.

NP EN 12390-2 (2003) *Ensaio de betão endurecido Parte 3: Resistência á compressão dos provetes de ensaio*

SACADURA, C. (2009) *Controlo da qualidade da plataforma no troço Ermidas / Funcheira*. Geocontrolo S.A., Revista FERXXI nº33 – ADFER.

SANTOS, V. B. (2010) *Controlo de qualidade de ancoragens passivas e ativas*: IST - Instituto Superior Técnico, Lisboa.

SERVIÇOS GEOLÓGICOS DE PORTUGAL (SGP), (1983). Carta Geológica de Portugal na escala 1:200 000, Folha 7.

SILVA, N.H. (2012) *Muros de terra armada, verificação de segurança*. Dissertação de Mestrado FCT/UNL - Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.

TECNASOL FGE (2011a); *Procedimento executivo para execução de aterro*, Estabilização do Talude em Aterro entre os Km's 236+450 e 236+720, na Linha do Sul. Relatório não publicado, Lisboa.

TECNASOL FGE (2011b); *Plano de gestão da qualidade*, Estabilização do Talude em Aterro entre os Km's 236+450 e 236+720, na Linha do Sul. Relatório não publicado, Lisboa.

TECNASOL FGE (2011c); *Projeto de execução e peças desenhadas*, Estabilização do Talude em Aterro entre os Km's 236+450 e 236+720, na Linha do Sul. Relatório não publicado, Lisboa.

TECNASOL FGE (2011d); *Caderno de encargos*, Estabilização do Talude em Aterro entre os Km's 236+450 e 236+720, na Linha do Sul. Relatório não publicado, Lisboa.

TECNASOL FGE (2012a) *Projeto de execução obra 3451*, Estabilização do talude de aterro entre o pk 236+450 e o pk 236+702 Funcheira – Santa Clara. Relatório não publicado, Lisboa.

TECNASOL FGE (2012b), *Projeto de execução e peças desenhadas*, Estabilização do talude de aterro entre o pk 236+450 e o pk 236+702 Funcheira – Santa Clara. Relatório não publicado, Lisboa.

### **Webgrafia**

Afitex (2007) Disponível em: <http://www.afitex.com/publications/24.pdf>, acedido em 25 de março de 2014

Freyssinet (2014) Disponível em: <http://www.freyssinet.com>, acedido em 15 de abril de 2014

Google Earth (2014) Disponível em: <https://www.google.com/earth/>, acedido em 19 de janeiro de 2013

Keller (2005) Disponível em: <http://www.keller-france.com/nos-realisations>, acedido em 5 de junho de 2014

Platipus (2014) Disponível em: (<http://www.platipus-anchors.fr/case-studies/karapiro-hydro-dam-waikato>) acedido em 5 de junho de 2014

REFER (2014) ) Disponível em: <http://www.refer.pt/MenuPrincipal/ComunicacaoSocial/Noticias/Noticia/tabid/447/ItemId/458/View/Details/AMID/948/Default.aspx>, acedido em 19 de janeiro de 2014

Sytec (2001a) Extension de jardin, Stettlen BE, Disponível em: <http://www.sytec.ch/fr/produits>, acedido em 5 de junho de 2014

Sytec (2001b) Disponível em: <http://m.sytec.ch/fr/applications/exemples/digues-de-protection/entree-nord-d-euseigne-VS.php?redirectResize=1>, acedido em 25 de março de 2014

Tecnasol (2005) Disponível em: [http://www.tecnasol-fge.pt/FO\\_EST\\_miranda\\_corvo.html](http://www.tecnasol-fge.pt/FO_EST_miranda_corvo.html), acedido em 25 de abril de 2014

Teixeira Duarte (2010) <http://www.teixeiraduarte.com.br/geotecnia-e-fundacoes-ip3.html>, acedido em 25 de março de 2014

Tecnasol (2012) Disponível em: <http://www.tecnasolfge.com/>, acedido em 25 de março de 2014