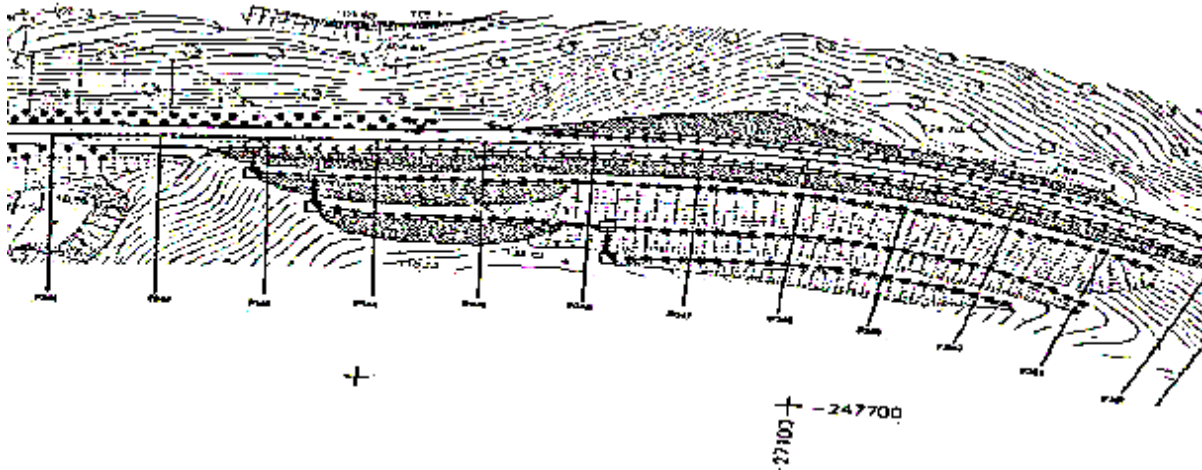


INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área departamental de Engenharia Civil



A Importância da Geotecnia na Infraestrutura Ferroviária

ANA SOFIA LOPES SANTOS
(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil na Área de Especialização de Edificações

Relatório de Estágio

Orientador(es):

Lic. Armando do Carmo Martins, Prof. Adjunto Convocado, Especialista (ISEL)

Lic. Júlio Walter Fernandes, Prof. Adjunto, Especialista (ISEL)

Júri:

Presidente: Pedro Miguel Soares Raposeiro da Silva, Doutor (ISEL)

Vogais:

Arguente: Jorge Alexandre Dias dos Reis de Barros, Especialista (ISEL)

Orientador: Armando do Carmo Martins, Especialista (ISEL)

Dezembro de 2017

***“A parte que ignoramos é muito maior
que tudo quanto sabemos”***

Platão

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, *Júlia* e *José*, pelo seu amor, apoio e dedicação.

Aos meus avós, *Custódia* e *Alberto*, pelo seu amor e ternura.

Aos meus amigos, pela sua amizade e companheirismo.

Aos colegas da REFER, E.P.E., pela forma como me acolheram e me apoiaram, em especial ao *Engenheiro Pedro Pires*, ao *Engenheiro Mário Nunes*, ao *Engenheiro Marco Lopes*, ao *Engenheiro Arménio Rodrigues*, ao *Engenheiro Rui Raposo*, à *Doutora Tânia Gomes*, ao *Especialista Manuel Correia* e à *Dona Sónia Bruno*.

Aos meus orientadores, *Engenheiro Armando do Carmo Martins* e *Engenheiro Júlio Walter Fernandes*, pela sua enorme paciência, compreensão e apoio, que demonstraram ao longo da elaboração deste trabalho.

RESUMO

Na atualidade, as redes de transportes apresentam-se como um motor na economia de um país. Qualquer que seja a perturbação destas estruturas, as suas consequências serão negativas para a população da região em questão. Tais perturbações, quando de origem geotécnica tomam especial importância, pois originam prejuízos materiais e eventual perdas de vida humanas.

É objeto de estudo deste documento a geotecnia no seio da infraestrutura ferroviária. O seu objetivo é fornecer conceitos fundamentais e elementares para o entendimento e análise de problemas geotécnicos, abordando matérias como a mecânica das rochas, a mecânica dos solos, a geologia da engenharia e analisando os vários tipos de movimentos de vertente e possíveis soluções de estabilização a adotar. É ainda objetivo, vincar a importância da geotecnia ao longo do ciclo de vida da infraestrutura ferroviária, procurando dar ênfase à monitorização.

Contempla ainda, diversos casos de obra acompanhados ao longo de um estágio realizado no Departamento de Manutenção da Rede Ferroviária Nacional – REFER, E.P.E., e um caso de estudo – “Linha do Sul - Solução definitiva de estabilização dos taludes entre os km 263,700 e 263,900”.

Palavras-Chave: Geotecnia, Via férrea, Taludes, Obras Geotécnicas, Estruturas de Contenção, Monitorização.

ABSTRACT

Nowadays, the transport networks are an engine in the economy of a country. If there is a disruption on these structures, the consequences will be negative for the population of the region. Such disturbances, when of geotechnical origin, are of special importance because they cause material and eventually human life losses. Geotechnics within the railway infrastructure is the object of study of this document.

The purpose of this document is to provide fundamental and elementary concepts for the understanding and analysis of geotechnical problems, addressing such matters as rock mechanics, soil mechanics, engineering geology and analysing the various types of slope movements. and possible stabilization solutions at to adopt. It is also an objective to emphasize the importance of geotechnics throughout the life cycle of railway infrastructure, with an emphasis on monitoring.

It also includes a number of cases attended by a training course carried out in the Department of Maintenance of the National Railway Network - REFER, EPE, and a case study - "Line of the South - Definitive solution of stabilization of slopes between km 263,700 and 263,900 ".

Keywords: Geotechnics, Railways, Slopes, Geotechnical Works, Retaining Structures, monitoring.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE TABELAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
LISTA DE SIGLA E ABREVIATURAS.....	X
INTRODUÇÃO	1
1. INTRODUÇÃO	3
1.1 Enquadramento	3
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Metodologia	4
1.4 Estrutura	5
1.5 Trabalho Desenvolvido no Estágio.....	5
1.5.1 Planificação do estágio	5
1.5.2 Formação	7
1.5.3 Geotecnia	9
1.5.4 Edificações	14
1.5.5 Via Férrea.....	15
1.5.6 Manutenção da infraestrutura ferroviária	16
A EMPRESA REFER E.P.E.....	19
2. A EMPRESA REFER, E.P.E.....	21
2.1 Enquadramento	21
2.2 Estrutura	22
2.3 Missão, Visão e Valores	22
2.4 Estrutura Organizativa e Funcional	23
2.4.1 Considerações Gerais.....	23
2.4.2 Organização Geral	24
2.4.3 Direção de Manutenção	25
2.5 A Rede Ferroviária Nacional	26
GEOTECNIA E CONCEITOS ELEMENTARES.....	29
3. GEOTECNIA E CONCEITOS ELEMENTARES.....	31

3.1	Conceitos elementares	31
3.2	Fases de projeto	31
3.3	Geologia e Geologia de Engenharia	38
3.4	Mecânica das rochas.....	39
3.4.1	A origem das rochas e o seu ciclo	40
3.4.2	Tipos de rochas	42
3.4.3	Rocha e maciço rochoso.....	48
3.4.4	Propriedades do maciço rochoso.....	51
3.5	Mecânica dos solos	58
3.5.1	Origem e Formação dos solos	58
3.5.2	Perfil Genérico de um solo	59
3.5.3	Caracterização dos solos	60
3.5.4	Classificação dos Solos	66
3.6	A geologia em Portugal	68
3.6.1	Considerações Gerais.....	68
3.6.2	Maciço Hespérico	70
3.6.3	Orlas Mesocenozóicas	70
3.6.4	Bacia Cenozóica do Tejo e do Sado	72
3.7	Reconhecimento geológico e geotécnico.....	72
	ESTABILIDADE DE TALUDES	75
4.	ESTABILIDADE DE TALUDES	77
4.1	Taludes	77
4.1.1	Introdução.....	77
4.1.2	Conceito de Talude	77
4.1.3	Estabilidade de Taludes	79
4.1.4	Tipos de movimentos de vertente	84
4.1.5	Medidas de estabilização de taludes	93
4.2	Sistemas de Drenagem	100
4.2.1	Considerações iniciais.....	100
4.2.2	Sistema de drenagem superficial	101
4.2.3	Sistema de Drenagem Profunda	103
4.3	Monitorização	104
4.3.1	Considerações iniciais.....	104
4.3.2	Observação de Estruturas Geotécnicas	106
4.3.3	Plano de Observação e Monitorização	106

CASO DE ESTUDO	109
5. CASO DE ESTUDO	111
5.1 Considerações Prévias.....	111
5.2 Enquadramento Geográfico	111
5.3 Enquadramento Geológico.....	111
5.4 Enquadramento Geotécnico.....	112
5.5 Infraestruturas existentes	115
5.6 Enquadramento Histórico	116
5.6.1 Introdução.....	116
5.6.2 Projeto Lisboa/Algarve na Linha do Sul, Troço Santa Clara Sabóia - Tunes.....	116
5.6.3 Solução Mitigadora.....	118
5.6.4 Solução Definitiva.....	118
5.7 Situação atual	119
5.8 Solução Definitiva	120
5.8.1 Trabalhos Preparatórios.....	120
5.8.2 Estabilização do Talude de Aterro	121
CONCLUSÕES.....	127
6. CONCLUSÕES.....	129
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135
ANEXOS.....	141
ANEXO I – CARACTERIZAÇÃO FOTOGRÁFICA DE TRABALHOS ACOMPANHADOS DURANTE O ESTÁGIO	143
ANEXO II – PEÇAS DESENHADAS DO PROJECTO “LINHA DO SUL - SOLUÇÃO DEFINITIVA DE ESTABILIZAÇÃO DOS TALUDES ENTRE OS KM 263,700 E 263,900”	147

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Planificação das atividades realizadas no período de estágio	6
Tabela 1.2 – Especialidades consideradas no plano de formação	7
Tabela 1.3 – Resumo das atividades realizadas no domínio da geotecnia	10
Tabela 1.4 – Troço Abrantes – Guarda. Situação antes da intervenção	11
Tabela 1.5 – Troço Abrantes – Guarda. Soluções preconizadas	12
Tabela 1.6 – Troço Abrantes – Guarda. Situação após a intervenção.....	13
Tabela 1.7 – Resumo das atividades no domínio das edificações.....	15
Tabela 1.8 – Resumo das atividades no domínio da via férrea.....	16
Tabela 2.1 – Rede Ferroviária Nacional, Diretório da Rede (2016).....	26
Tabela 3.1 – A geotecnia nas diversas fases do Projeto, Melâneo (2008)	37
Tabela 3.2 – Rochas ígneas ou magmáticas mais comuns, Midões (2014).....	43
Tabela 3.3 – Rochas sedimentares, Midões (2014)	44
Tabela 3.4 – Grau de metamorfismo, Midões (2014)	47
Tabela 3.5 – Resistências à compressão e tração de algumas rochas, adaptado Melâneo (2008)	56
Tabela 3.6 – Propriedades Físicas e Mecânicas das Rochas, Fernandes (2012).....	57
Tabela 3.7 – Especificação E-219 Prospecção geotécnica de terrenos: vocabulário. As diferentes frações granulométricas dos solos	60
Tabela 3.8 – Índice de graduação dos solos , Geotecnia e Fundações, Arquitectura. Capítulo 1 Dos Sólidos aos Solos (2017).....	62
Tabela 3.9 – Características físicas – Definições, Fernandes (2012)	63
Tabela 3.10 – Tendências de comportamento dos grupos da Classificação Unificada de Solos, quando utilizados em obras de aterro, Lambe (1969).....	67
Tabela 4.1 – Fatores externos que geram instabilidade num talude.....	80
Tabela 4.2 – Variação da estabilidade relativa de taludes, Abramson (2002)	84
Tabela 4.3 – Sistema de classificação das tipologias de movimentos de vertente, Varnes (1978).....	85
Tabela 4.4 – Escala de velocidades para diferentes tipos de movimentos, Varnes (1978)	85
Tabela 4.5 – Plano típico de monitorização de um talude natural – grandezas a medir, métodos e equipamentos de medição e respetivos locais de instalação, Fernandes (2012).	106

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 – Organograma do Centro de Manutenção do Entroncamento e a integração da autora.....	7
Figura 2-1 – Organograma funcional, adaptado do website REFER, E.P.E. (2015).....	24
Figura 2-2 – Organograma funcional do CME, Pires (2013).....	26
Figura 2-3 – Rede Ferroviária Nacional - Troços de via única e de via dupla, Diretório da Rede (2016)	27
Figura 3-1 – Ciclo Geológico, Vallejo (2002).....	41
Figura 3-2 – Rocha versus maciço rochoso, adaptado Melâneo (2008)	48
Figura 3-3 – Curva generalizada tensão-deformação para rochas de Farmer (1968).....	53
Figura 3-4 – Ciclo litológico simplificado, proposto por James Hutton.....	58
Figura 3-5 – Curva granulométrica de dois tipos de solo, Geotecnia e Fundações, Arquitectura. Capítulo 1 Dos Sólidos aos Solos (2017)	61
Figura 3-6 – Relação entre os diferentes estados do solo e a sua	64
Figura 3-7 – Determinação do Limite de Liquidez usando o aparelho de Casagrande, Physical properties of soils (2017).....	65
Figura 3-8 – Determinação do Limite de Plasticidade, Physical properties of soils (2017).....	65
Figura 3-9 – Esquema Tectono-Estratigráfico de Portugal, adaptado Carta Geológica de Portugal (1992)	68
Figura 3-10 – Carta Geológica de Portugal, LNEG (2017).....	69
Figura 4-1 – Representação esquemática de um talude, Carrasco (2014)	77
Figura 4-2 – Talude de escavação	78
Figura 4-3 – Talude de aterro.....	78
Figura 4-4 – Talude misto.....	78
Figura 4-5 – Tipologias de movimentos de terras em função do mecanismo de rotura, Varnes (1978)	86
Figura 4-6 – Tipos de queda: a) Livre, b) por saltação c) por rolamento, Borges (2014)	87
Figura 4-7 – Tombamento, Novotny (2013).....	88
Figura 4-8 – Escorregamento rotacional, Novotny (2013)	89
Figura 4-9 – Escorregamentos rotacionais: a) Simples, b) Múltiplos, c) Sucessivos, Borges (2014)	89
Figura 4-10 – Escorregamento translacional de detritos, Novotny (2013)	90
Figura 4-11 – Escorregamento translacional de blocos, Novotny, (2013)	91
Figura 4-12 – Expansão lateral, Novotny, (2013)	91
Figura 4-13 – Fluência de detritos, Novotny, (2013)	92
Figura 4-14 – Fluência de lamias, Novotny, (2013)	92
Figura 4-15 – Valas de retenção, Silva (2012)	94
Figura 4-16 – Banquetas, Borges (2014)	94

Figura 4-17 – Redes de encaminhamento, Borges (2014)	95
Figura 4-18 – Barreiras rígidas ou flexíveis, Borges (2014)	95
Figura 4-19 – Esquema de barreira flexível (esq) e barreira flexível (dta), Website MACCAFERRI (2015)	95
Figura 4-20 – Galeria de proteção, Borges (2014)	96
Figura 4-21 – Barreira de amortecimento, Borges (2014)	96
Figura 4-22 – Reperfilamento de talude, Borges (2014)	97
Figura 4-23 – Pregagens em talude, Borges (2014)	98
Figura 4-24 – Muro de Alvenaria de Pedra, Grade (2014)	98
Figura 4-25 – Muro de Gabiões, Grade (2014)	99
Figura 4-26 – Muro de betão, Grade (2014)	99
Figura 4-27 – Contrafortes – Esquema (esq) e estrutura com contrafortes (dta), Grade (2014)	99
Figura 4-28 – Betão projetado	100
Figura 4-29 – Exemplo de drenagem superficial, Website NARESI (2015)	100
Figura 5-1 – Vista em planta do local em estudo, IPE, S.A. (2015)	111
Figura 5-2 – Extrato da Carta Geológica de Portugal (folha 7), IPE, S.A. (2015)	112
Figura 5-3 – Localização das Sondagens realizadas pela empresa Tecnasol, IPE, S.A. (2015)	114
Figura 5-4 – Solução Mitigadora – Cortina de microestacas, IPE, S.A. (2015)	118
Figura 5-5 – Solução Mitigadora – Tirantes de cordão de aço de alta resistência, IPE, S.A. (2015)	118
Figura 5-6 – Secção do tipo da solução proposta de estabilização do talude de aterro, IPE, S.A. (2015)	123
Figura 5-7 – Secção tipo da solução proposta de estabilização do talude de escavação, IPE, S.A. (2015)	126

LISTA DE SIGLA E ABREVIATURAS

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*

AMV - Aparelho de Mudança de Via

BLS - Barra Longa Soldada

CME - Centro de Manutenção do Entroncamento

CONVEL - Controlo Automático de Velocidade

EP - Estradas de Portugal

CS - Coeficiente de Segurança

IET 77 - Instrução de Exploração Técnica 77

IP, S.A. - Infraestruturas de Portugal, S.A.

IPE, S.A. - Infraestruturas de Portugal Engenharia, S.A.

ISRM - *International Society for Rocks Mechanics and Rock Engineering*

ISSMGE - *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*

MPC - Manutenção Preventiva Condicionada

MPS - Manutenção Preventiva Sistemática

PH - Passagem Hidráulica

REFER, E.P.E. - Rede Ferroviária Nacional, E.P.E.

RQD - *Rock Quality Designation*

SDQB - Sistema de Detecção de Queda de Blocos

SPT - Standard Penetration Test

TFM - Trabalho Final de Mestrado

UIC - União Internacional de Caminhos-de-Ferro



INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

O caminho-de-ferro, enquanto meio de transporte de grande capacidade, particularmente vocacionado para grandes fluxos e médias a longas distâncias, quer no transporte de passageiros, quer no transporte de mercadorias, apresenta um número significativo de vantagens quando comparado com outros modos de transporte.

A REFER, E.P.E. (transformada em sociedade anónima a 1 de junho de 2015, passando a designar-se Infraestruturas de Portugal, S.A.), entidade responsável pela gestão da Rede Ferroviária Nacional, tem a seu cargo uma rede em exploração com cerca de 2840 quilómetros ao longo de todo o território nacional, com cerca de 2000 circulações diárias, servindo uma população na ordem dos 8,5 milhões de habitantes.

Fruto das diversas condicionantes associadas ao traçado (orográficas, hidrológicas, geotécnicas, *etc.*) tanto em termos longitudinais, como transversais, constata-se que grande parte da rede está inserida em zonas de aterro ou escavação, onde a execução e manutenção de taludes assume particular destaque, designadamente, na necessidade de assegurar os níveis adequados à segurança da circulação das composições.

Com esse objetivo, são frequentemente executadas obras de estabilização e contenção de taludes, destacando-se soluções como o revestimento com betão projetado associado a pregagens, redes de alta resistência associadas a pregagens e barreiras dinâmicas, muros em betão armado (ancorados ou não), muros em gabiões, *etc.*

Para além disso, a plataforma ferroviária constitui um dos elementos fundamentais da infraestrutura, uma vez que a mesma constitui o suporte de toda a superestrutura (carris, travessas, fixações, aparelhos de via, *etc.*) e em relação à qual é necessário garantir um interface fiável e duradouro, tendo em vista não só a minimização das anomalias (assentamentos, escorregamentos, *etc.*), mas também garantir uma vida útil do sistema, compatível com os elevados níveis de investimento que regra geral caracterizam este tipo de infraestrutura de transporte.

É neste contexto que surge a especialidade de Geotecnia, especialidade transversal a todas as construções e que, no âmbito da ferrovia, assume especial destaque e necessidade de acompanhamento permanente.

Por outro lado, o sistema de drenagem de toda a infraestrutura ferroviária desempenha, igualmente, um papel fulcral, assegurando o perfeito escoamento das águas pluviais. É portanto, essencial, garantir o seu correto dimensionamento e promover a manutenção e eventual reabilitação dos diversos elementos que constituem o sistema de drenagem.

Enquanto entidade responsável pela gestão de toda a Rede Ferroviária nacional, a REFER, E.P.E. realiza ações periódicas de inspeção visual à rede, bem como campanhas sistemáticas de monitorização geotécnica em locais mais sensíveis, atuando assim, a montante de eventuais interferências na via-férrea, antecipando possíveis anomalias e permitindo um planeamento mais assertivo da consequente intervenção.

As particularidades do tema, conjugadas com a disponibilização da REFER, E.P.E. para participação num estágio a realizar no seu Centro de Manutenção do Entroncamento (CME) permitiram levar a cabo a produção deste documento, que se entendeu ser para além de um documento de caracterização, igualmente, um documento onde, face a diferentes situações problemáticas são igualmente definidas as correspondentes soluções retificativas e de monitorização.

1.2 Objetivos

O presente Trabalho Final de Mestrado (TFM) partiu, originalmente, de um estágio proporcionado pela REFER, E.P.E. e cujo objetivo se baseava na produção de um documento relativo ao acompanhamento das atividades desenvolvidas ao longo do estágio com 12 meses de duração.

Todavia, com o decorrer do estágio, a autora sentiu a necessidade de aprofundar e abordar determinados conceitos fundamentais e de incluir um caso de estudo, como forma de consolidar os conhecimentos apreendidos.

É assim objetivo principal do presente TFM o fortalecimento de conhecimentos numa área específica de elevada importância como a geotecnia, associada à ferrovia, compreendendo igualmente a sua intervenção ao longo do ciclo de vida da infraestrutura.

Finalmente é igualmente objetivo compreender o modo como a REFER, E.P.E. encara a intervenções de cariz geotécnico e adquirir a capacidade de análise e proposta de soluções.

1.3 Metodologia

Para alcançar os referidos objetivos, a recolha de informação foi efetuada essencialmente por dois métodos: pesquisa bibliográfica e consulta de arquivos (da REFER, E.P.E.) e participação em ações de formação (durante o período de estágio).

Com vista à consolidação do conhecimento adquirido pela pesquisa foi fundamental o acompanhamento de ações no terreno e visitas de campo e ainda a participação em reuniões de trabalho, bem como reuniões periódicas de acompanhamento com os orientadores.

1.4 Estrutura

O presente documento está organizado em 6 capítulos, cuja síntese se apresenta em seguida.

No capítulo 1 procede-se ao enquadramento o tema, apresentando-se os objetivos propostos, a metodologia utilizada e a estrutura do documento, apresentando-se ainda, a sintetização das atividades desenvolvidas durante o estágio.

No capítulo 2 realiza-se o enquadramento histórico da empresa onde se realizou o estágio, salientando-se ainda a sua missão, valores, a sua estrutura organizacional e as sua áreas de atuação.

No capítulo 3 são explicitados alguns conceitos elementares relativos à geotecnia, dando-se ênfase a conceitos relativos à geologia da engenharia, mecânica das rochas e mecânica dos solos. São igualmente abordadas as vantagens da geotecnia na sua intervenção ao longo do ciclo de vida da infraestrutura ferroviária. Por último é ainda feita referência à geologia em Portugal.

No capítulo 4 esclarece-se o conceito de talude, apresentam-se os mecanismos de vertente e as diferentes soluções e metodologias utilizadas na estabilização dos mesmos. Abordando-se ainda a problemática da monitorização, a sua necessidade e a indicação de algumas metodologias usuais.

No capítulo 5 expõe-se um caso de estudo relativo à intervenção da “Linha do Sul - Solução definitiva de estabilização dos taludes entre os km 263,700 e 263,900”, localizado na linha do Sul, no concelho de Odemira.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões do TFM, onde se evidencia a necessidade de dar a devida importância à componente da geotecnia no seio da ferrovia, não só nas diferentes fases de projeto, como também ao longo da sua vida útil.

1.5 Trabalho Desenvolvido no Estágio

1.5.1 Planificação do estágio

O estágio realizado na REFER, E.P.E., com uma duração total de 12 meses, teve início no mês de março de 2014 e terminou no mês de março de 2015.

O referido estágio assentou num programa previamente estabelecido envolvendo uma primeira etapa de formação e o posterior envolvimento em três áreas específicas, conforme se apresenta na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Planificação das atividades realizadas no período de estágio

Área	Meses											
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Formação	2 Meses											
Geotecnia			4.5 Meses									
Edificações							1 Mês					
Via								4.5 Meses				

O estágio iniciou-se com uma sessão de acolhimento organizada pelo Grupo REFER no âmbito do “Programa REFER + Jovem”, promovendo assim, o contacto e as boas relações e a transmissão do conceito e responsabilidade do técnico ferroviário.

O evento que teve lugar no Palácio de Coimbra em Lisboa e contou com a presença do Senhor Presidente do Conselho de Administração da REFER, Engenheiro Rui Lopes Loureiro, tendo sido apresentados os seguintes temas:

- “Como a REFER assegura a circulação dos comboios” – Engenheiro Brás Coelho;
- “Como a REFER assegura a manutenção das linhas” – Engenheiro Paulo Tavares;
- “Apresentação do Grupo REFER” – Doutor Rui Reis;
- Visita ao Centro de Comando Operacional de Lisboa.

Esta sessão foi importantíssima, na medida em que transmitiu a grandiosidade da empresa e os valores por ela incutidos.

No Centro de Manutenção do Entroncamento (CME), a receção foi feita pelo Engenheiro Pedro Pires, que efetuou as devidas apresentações, explicou as bases de funcionamento do centro e promoveu a integração nos grupos de trabalho.

A autora integrou diversas equipas, conforme a Figura 1-1. Na equipa de geotecnia, composta por uma geóloga e três colaboradores, acompanhou as atividades desenvolvidas pelo departamento.

No departamento de edificações, composto por um engenheiro e três colaboradores, cooperou na preparação de processos de concurso, em inspeções técnicas a edificações e desenvolveu atividade com a equipa de fiscalização em diversas empreitadas.

Por fim, no departamento de via, composto por um engenheiro e três colaboradores, incorporou a equipa de gestão e fiscalização de empreitadas.

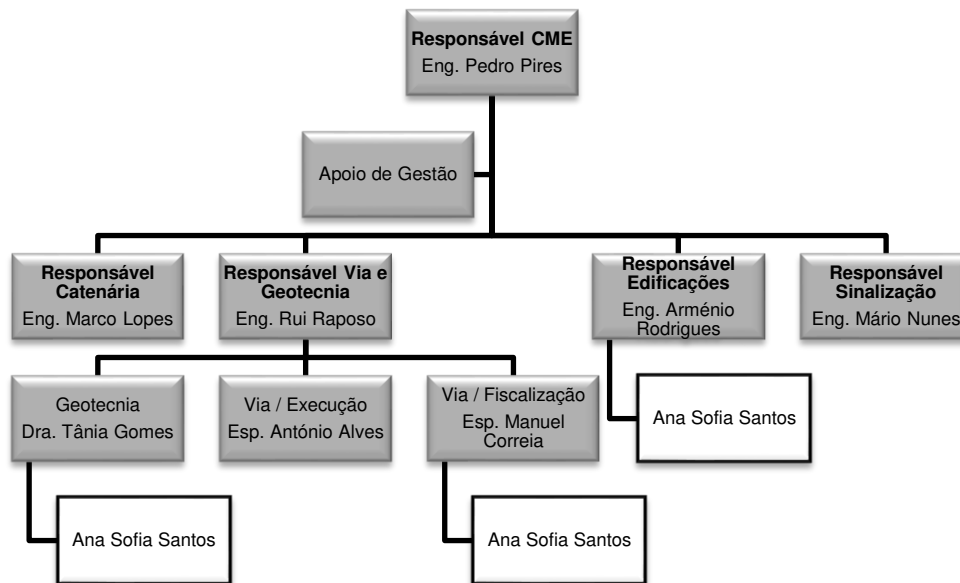


Figura 1-1 – Organograma do Centro de Manutenção do Entroncamento e a integração da autora.

Em seguida, procede-se a uma descrição sumária das atividades realizadas durante o estágio.

1.5.2 Formação

Tendo presente as diferentes atividades desenvolvidas na empresa, a sua interligação, bem como os riscos associados, o programa de estágio contemplou uma forte componente na área de formação, com um total de cerca de 300 horas, distribuídas por diferentes especialidades, conforme indicado na Tabela 1.2.

Tabela 1.2 – Especialidades consideradas no plano de formação

Descrição	Nº Horas
Instrução de Exploração Técnica 77 (IET 77)	42
Projeto de Via I	21
Projeto de Via II	21
Montagem de Via I	21
Montagem de Via II	21
Materiais de Via II	21
Manutenção de Via I	35
Manutenção de Via II	21
Workshop de Geotecnia	16
Equipamentos Ligeiros de Inspeção	16
Equipamentos Pesados de Via e Catenária (SOMAFEL)	8
Gestão de Resíduos e Planos de Prevenção de Gestão de Resíduos	8
Priorização das Ações de Manutenção	3
Workshop de Materiais de Via	24
Workshop de Aparelhos de Mudança de Via (VOESTALPINE e VOSSLOH COGIFER – FUTRIFER)	24

O Grupo REFER, E.P.E. suporta um plano de formação anual, que operacionaliza a estratégia definida para o desenvolvimento profissional e pessoal dos colaboradores do Grupo. Esta área de formação é desenvolvida pela Academia REFER, E.P.E., que tem a seu encargo o planeamento, a execução, o acompanhamento e a garantia da qualidade da formação prevista.

O período de formação revelou-se de uma enorme importância, dado que a ferrovia tem uma dinâmica muito própria e cuja aprendizagem só é possível no contacto com o meio, sendo que as matérias abordadas são consideradas fulcrais para o desempenho das atividades e complementam a formação transmitida ao longo do percurso académico.

As atividades praticadas na ferrovia não dispensam uma série de medidas ao nível da segurança. Toda e qualquer atividade que implique o “contacto” com a linha férrea exige uma formação específica em segurança ferroviária, razão pela qual o período de formação se inicia por essa temática, concretamente a IET 77.

O curso da IET 77 aborda de forma generalizada matérias como a via, as pontes, os túneis, a sinalização, a catenária, a energia de tração e o circuito de retorno de corrente de tração, terras e proteções, tratando de forma pormenorizada a segurança ferroviária, estabelecendo normas e procedimentos em trabalhos executados na infraestrutura ferroviária, que em síntese envolvem:

- Regulamentação de segurança ferroviária aplicável;
- Planeamento da segurança em trabalhos na infraestrutura ferroviária;
- Segurança em trabalhos realizados na infraestrutura ferroviária;
- Procedimentos em situações de emergência.

Quanto aos restantes módulos e às matérias lecionadas pela Academia no CME, destaca-se o seguinte:

a) Projeto de Via I e II, transmissão de conhecimentos relativos às características da via ao seu dimensionamento, designadamente em termos de:

- Via clássica e via moderna;
- Noção de barra longa soldada;
- Parâmetros do traçado da via;
- Componentes do traçado da via;
- Geometria dos aparelhos de mudança de via.

b) Montagem de Via I e II:

- Conhecer as tarefas de montagem a realizar nas diferentes instalações de via, os materiais e equipamentos a utilizar e os critérios estabelecidos para aceitação dos

trabalhos de montagem;

- Executar corretamente as tarefas de montagem de via e verificar a correção dos trabalhos de montagem, de acordo com o projeto e/ou o normativo em vigor.
- Aprendizagem sobre diversos temas, tais como:
 - Plena via, assentamento de barra curta e barra longa;
 - Montagem de um troço de via nova;
 - Renovação de via;
 - Aparelhos de via, implantação e montagem.

c) Equipamentos Ligeiros:

- Aquisição de conhecimento ao nível dos equipamentos utilizados na inspeção de via, parâmetros geométricos de via observados e inerente análise de documentação normativa.

d) Gestão de resíduos e planos de prevenção de gestão de resíduos:

- Gestão de resíduos e procedimentos utilizados na REFER, E.P.E.;
- Apresentação, preparação, desenvolvimento, acompanhamento e fecho do Plano de Prevenção e Gestão de Resíduos de Construção e Demolição;
- Principais implicações na gestão de empreitadas e prestações de serviços.

e) Priorização das ações de manutenção:

- Hierarquização da tomada de decisão, monitorização do estado da infraestrutura (por ativo e especialidade) e o apoio do gestor na tomada de decisão.

1.5.3 Geotecnia

Nesta especialidade foi possível o acompanhamento de diversos trabalhos no âmbito da inspeção, permitindo a antecipação de um conjunto de ações de manutenção por forma a possibilitar a minimização dos custos de reparação e conseqüentemente a redução dos efeitos negativos de uma ocorrência geotécnica que possa provocar a indisponibilidade da circulação ferroviária na infraestrutura.

Foram acompanhados trabalhos relacionados com as anomalias manifestadas na plataforma da via, em taludes de escavação e de aterro, nas estruturas de contenção e nos órgãos de drenagem longitudinal e transversal.

Complementarmente, para além do acompanhamento foi ainda possível a observação de trabalhos de inspeção, monitorização, fiscalização de empreitadas e preparação de processos de concurso, sendo as principais identificadas na Tabela 1.3.

Tabela 1.3 – Resumo das atividades realizadas no domínio da geotecnia





Descrição	Local	Objetivo / Tarefa
Empreitada de “Estabilização de taludes e drenagem”	Linha da Beira Baixa: Troço Abrantes – Guarda: - km 34+623 a 34+698, lado direito; - km 37+200 a 37+240, lado esquerdo; - km 65+000 a 65+190.	Acompanhamento / fiscalização
Empreitada de “Estabilização de talude de escavação”	Linha do Norte: - km 71+500 a 71+650, lado esquerdo	Acompanhamento / fiscalização
Empreitada de “Estruturas de Contenção e Drenagem”	Linha da Beira Baixa: Troço Abrantes – Guarda: - km 27+680 a 57+838	Acompanhamento / fiscalização
Materiais aplicados nas Empreitadas acompanhadas	Linha da Beira Baixa: Troço Abrantes – Guarda: - kms 34+623 a 34+698, 37+200 a 37+240 e 65+000 a 65+190; - Linha do Norte: - km 71+500 a 71+650, lado esquerdo; - Linha da Beira Baixa: Troço Abrantes – Guarda: - km 27+680 a 57+838	Análise de Especificações Técnicas
Inspeção de Taludes / Observação de zonas a intervir	Linha do Norte: - kms 122+490 a 123+340, 130+150, 132+600 a 133+060, 138+550 a 137+650 e 142+800 a 142+840; Linha da Beira Baixa: - km 22+100, 28+880, 66+450 e 67+000	Visita de Inspeção para preparação de elementos de concurso para lançamento de empreitada
Inspeção de Taludes	Linha da Beira Baixa – Troço Abrantes – Ródão: - km 0+000 a 63+548	Visita de Inspeção (EM120)
Monitorização, no âmbito da MPS	Linha do Norte: - km 72+040 a 72+660 (Encosta das Quebradas)	Visita de Inspeção / Monitorização
Reperfilamento de talude, no âmbito da MPC	Linha da Beira Baixa: - km 115+678 (Almourol)	Visita de Inspeção
Trabalhos de desmatização e limpeza de órgãos de drenagem, no âmbito da MPS	Linha do Norte: - km 73+150 a 73+500 (Portas do Sol); - km 72+040 a 72+660 (Encosta das Quebradas).	Acompanhamento / fiscalização
Sistema de Queda de Blocos (SDQB)	Linha da Beira Baixa: - kms 33+650 a 33+920; - kms 60+200 a 60+500; - kms 61+350 a 61+820.	Visita de Inspeção para preparação de colocação de um sistema de videovigilância



Tendo presente que o relato exaustivo de todas as atividades seria demasiado extenso, no presente documento optou-se por detalhar apenas uma dessas atividades, concretamente o acompanhamento/fiscalização da empreitada de “Estabilização de taludes e drenagem”, na linha da Beira Baixa, no troço Abrantes – Guarda, nos seguintes locais:

- Km 34+623 a 34+698, lado direito – zona 1;
- Km 37+200 a 37+240, lado esquerdo – zona 2;
- Km 65+000 a 65+190 – zona 3.

As zonas em questão apresentavam sinais de instabilidade, designadamente, a ocorrência de queda de blocos, que devido a fatores internos e externos poderiam agravar o seu estado, colocando em risco a segurança das circulações, pelo que foi considerado como imprescindível a tomada de medidas preventivas e corretivas, que permitissem a estabilização do talude e muro e a melhoria das condições de drenagem, que antes da intervenção se sintetizam na Tabela 1.4.

Tabela 1.4 – Troço Abrantes – Guarda. Situação antes da intervenção

Localização	Descrição	Fotografias
Zona 1 Km 34+623 a 34+698 Lado direito	<ul style="list-style-type: none"> – Muro de contenção em pedra de xisto arrumada, com altura máxima de 5,6 m, para o suporte do aterro da plataforma da via; – A base do muro apresentava a queda parcial do material que o constitui, numa extensão de 3 m de comprimento, 2 m de altura e 1 m de profundidade, encontrando-se o muro em consola nesse local; – O muro foi alvo de uma ação de reforço em 1984, com a execução de 6 contrafortes e uma viga de coroamento; - A zona com anomalia localiza-se entre o 3º e o 4º contraforte; – Na zona do muro existe uma passagem hidráulica (PH), km 34+653 que apresenta algumas juntas e fendas abertas na boca de saída. 	 <p>Vista lateral da anomalia no muro</p>  <p>PH com fendas e juntas abertas</p>
Zona 2 Km 37+200 a 37+240 Lado esquerdo	<ul style="list-style-type: none"> – Talude de escavação com uma altura de mais de 15 m e com uma inclinação de 80º (sub-vertical); – Constituído por filitos e metagrauvaques, com elevado grau de fracturação que potencia a queda de blocos; – Na zona do passeio de via (bastante reduzido e com a existência de cabos enterrados). existem depósitos de material que dificultam a circulação das águas; – Na superfície do talude (aproximadamente na direção do poste de catenária 37-06) existem alguns blocos suscetíveis de queda para a via-férrea. 	 <p>Talude de escavação bastante fraturado, apresentando blocos em riscos de queda</p>
Zona 3 Km 65+000 a 65+190 Lado direito Lado esquerdo	<ul style="list-style-type: none"> – Plataforma da via delimitada por taludes de escavação, com cerca de 12 a 15 m de altura, quase verticais; – São constituídos por xistos e metagrauvaques, em diferentes estados de alteração, variando entre pouco a medianamente alterado (W2 a W3); – Do lado direito da via, o talude apresenta indícios de queda de blocos para a plataforma da via, que ficam na sua maioria, depositados no passeio de via; – Do lado esquerdo da via, a superfície do talude encontra-se revestida por vegetação dificultando a observação do estado do talude, no entanto é possível verificar que o maciço se encontra com um elevado grau de fracturação; 	 <p>Talude a intervencionar, com crista de talude com material bastante fraturado</p>

Localização	Descrição	Fotografias
	<ul style="list-style-type: none"> - Ao km 65+213 existe uma passagem hidráulica com problemas de drenagem do lado esquerdo da via, devido ao arrastamento de material para o seu interior. 	 <p>Talude a interencionar, apresentando escorregamentos cobertos pela vegetação</p>  <p>Boca de entrada do aqueduto obstruída</p>




No seguimento da ação de inspeção procedeu-se a implementação de soluções adequadas a cada situação e que se sintetizam igualmente na Tabela 1.5.



Tabela 1.5 – Troço Abrantes – Guarda. Soluções preconizadas

Localização	Soluções Preconizadas
Zona 1 Km 34+623 a 34+698 Lado direito	<ul style="list-style-type: none"> - Remoção dos blocos deslocados e o preenchimento com pedra argamassada sem que na face à vista do muro seja visualizada argamassa na junta; - Aplicação de três tubos de queda para encaminhamento das águas até à base do talude; - Execução de um maciço em betão na base do talude, para que a água não escave a fundação do muro; - Limpeza, refechamento das juntas e o travamento de fissuras existentes na boca de saída do aqueduto.
Zona 2 Km 37+200 a 37+240 Lado esquerdo	<ul style="list-style-type: none"> - Limpeza e reperfilamento da valeta em terra, criando pendente, de modo a encaminhar corretamente as águas para a PH existente ao km 37+203; - Desmonte do material em risco de queda para a via; - Escavação do terreno para encastramento de uma viga de betão armado; - Execução de pregagens no maciço rochoso com varões de aço A400NR; - Construção de uma viga em betão armado e preenchimento dos espaços vazios com pedra argamassada, sem que na face à vista seja visualizada argamassa na junta.
Zona 3 Km 65+000 a 65+190 Lado direito Lado esquerdo	<ul style="list-style-type: none"> - Limpeza e desmatção dos taludes, removendo toda a vegetação existente na superfície dos mesmos; - Desmonte do material instável, suscetível de queda para a via; - Remoção dos materiais provenientes de escorregamentos e que se encontram depositados no passeio de via; - Do lado direito da via, aplicação de um sistema de proteção de redes de tripla torção tratadas, com pregagens; - Do lado esquerdo, na zona da PH, execução de uma caixa de drenagem com grelha e aplicação de valetas, para permitir o encaminhamento correto das águas para o aqueduto.

A empreitada, com uma duração de 180 dias, foi executada, com o objetivo de manter a circulação ferroviária, em período noturno, com interdição, entre as 23:00 e as 05:00 horas. Após a empreitada, as situações observadas e corrigidas são apresentadas na Tabela 1.6.

Tabela 1.6 – Troço Abrantes – Guarda. Situação após a intervenção

Localização	Execução dos trabalhos	Fotografias / Observações
<p>Zona 1 Km 34+623 a 34+698 Lado direito</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Remoção dos blocos instáveis existentes, reaproveitando-se o material em boas condições para posterior aplicação; - Reconstrução do muro com pedra argamassada, de modo a preencher toda a zona da anomalia, sem betão à vista nas juntas; - Debaixo da viga de betão procedeu-se à colocação de tubos de queda em alumínio lacado (Ø 75mm), com aproximadamente 6 m, fazendo a ligação às saídas já existentes, que encaminham as águas pluviais provenientes da plataforma para a base do talude; - Limpeza da PH, incluindo a remoção de detritos e procedeu-se ao refechamento das juntas com aplicação de betão de retração rápida e colocação de grampos nas fendas existentes na boca de saída da PH. - O gateamento efetuou-se com varões de aço dispostos perpendicularmente às fendas e selados com bucha química. Os varões expostos levaram uma proteção anticorrosiva, que foi aprovada pela Fiscalização. 	<div style="text-align: center;">  <p>Muro de pedra argamassada reconstruído</p> </div> <ul style="list-style-type: none"> - O muro apresentava uma fissuração enorme, no topo as armaduras encontravam-se à vista e corroídas. Contudo os pilares apresentavam-se intactos. <div style="text-align: center;">  <p>Reposição das condições da boca da PH</p> </div> <ul style="list-style-type: none"> - O trabalho executado não apresentou grandes dificuldades por estar prevista apenas a sua limpeza.
<p>Zona 2 Km 37+200 a 37+240 Lado esquerdo</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Remoção da vegetação que contribuía para a descompressão do maciço rochoso; - Remoção dos blocos instáveis e em risco de queda para a via-férrea; - Na zona onde os blocos se encontram em consola, procedeu-se à escavação do material, através de meios mecânicos e manuais, de modo a encastrar no maciço uma viga de sustentação; - Nessa zona executaram-se pregagens no maciço rochoso através de varões de aço A400NR, com diâmetro de 32mm e comprimento de 3 m; - A viga de sustentação foi executada em betão armado C15/20 A400, com 12 varões com diâmetros de 16 mm, estribos com diâmetro de 8 mm, espaçados de 15 em 15 cm. 	<div style="text-align: center;">  <p>Viga de sustentação</p> </div> <ul style="list-style-type: none"> - Verificou-se que existe algum betão à vista, aspeto inaceitável numa conceção de integração paisagística; - A execução do trabalho apresentou algumas dificuldades ao nível da segurança, dado que estava perto da catenária (adotou-se a medida 7 – interdição da via) e a colocação de linhas de vida.

<p>Zona 3 Km 65+000 a 65+190 Lado direito Lado esquerdo</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Limpeza e saneamento dos taludes (ambos os lado da via), ou seja, procedeu-se ao desmonte e remoção de blocos, terras em situação de potencial queda ou deslizamento, ao corte de vegetação, arbustos e de árvores da vertente, procurando não afetar a coesão do solo e dos maciços existentes; - Aplicação de redes suspensas galvanizadas de tripla torção de malha hexagonal (8x10, com diâmetro mínimo de 3 mm), pregagens Ø32mm, com 2m de comprimento médio, aplicadas com espaçamento máximo de 2m, 2m para o interior da crista do talude e nas suas laterais. Para a sustentação destas malhas, para além das pregagens, incluiu-se a aplicação ao longo da crista e laterais do talude, de cabos de aço perimetrais, verticais e longitudinais com cerca de 22mm de diâmetro e de fio para junção de painéis de material idêntico ao da malha da rede. - Limpeza da passagem hidráulica; - No lado esquerdo da via, na zona de entrada do aqueduto, procedeu-se à limpeza e reperfilamento/modelação da base do talude de escavação, de modo a construir uma caixa, e à aplicação de valetas em betão, de modo a encaminhar corretamente as águas para a PH; - Colocação de grelha na caixa de receção de entrada do aqueduto. 	 <p>Talude com redes de tripla torção de malha hexagonal</p> <ul style="list-style-type: none"> - Durante a execução do trabalho, a entidade executante foi deixando os terrenos na base do talude, provocando o aumento da cota da valeta; - Nas pregagens, as cabeças foram saneadas e pintadas. No entanto, com a pluviosidade a pintura não aderiu; - O projeto não contemplava uma valeta de crista de talude. Porém, parece ser necessária ao bom encaminhamento das águas.  <p>Reposição das condições da PH</p> <ul style="list-style-type: none"> - A PH apresentava uma porção de solo no topo, que mereceu ser bem acamado, por forma a um melhor encaminhamento.
---	---	---

1.5.4 Edificações

No departamento de edificações foram desenvolvidos trabalhos relacionados com as estações. As estações devem oferecer aos passageiros um espaço agradável, confortável e acolhedor, tanto ao nível físico, apresentando um bom conforto térmico e acústico, como dotado de um bom enquadramento ao nível visual.

As tarefas levadas a cabo nesta especialidade culminaram com a inspeção de estações, verificando as suas condições ambientais de temperatura e humidade, a boa qualidade do ar, o bom nível de ruído, a boa iluminação, a facilidade das deslocações e o adequado serviço, nomeadamente, o seu equipamento e mobiliário. Os trabalhos desenvolvidos nesta especialidade encontram-se descritos na Tabela 1.7.

Tabela 1.7 – Resumo das atividades no domínio das edificações

Descrição	Local	Objetivo / Tarefa
Empreitada de “Reparação de pavimento de plataformas de embarque”	Ramal de Tomar: – km 14+766 (Estação de Tomar)	Visita de Inspeção para preparação de elementos de concurso para lançamento de empreitada
Empreitada de “Alteamento de Plataformas”	Ramal de Tomar: – km 9+050 (Estação de Santa Cita)	Visita de Inspeção para preparação de elementos de concurso para lançamento de empreitada
Empreitada de “Execução de muro em Abrantes”	Linha da Beira Baixa: – km 0+000 (Abrantes)	Acompanhamento / fiscalização
Empreitada de “Alteamento de plataformas de embarque	Linha da Beira Baixa: – km 110+098 (Estação de Vila Nova da Barquinha)	Visita de Inspeção para preparação de elementos de concurso para lançamento de empreitada
Empreitada de “Substituição de coberturas em fibrocimento, em diversos edifícios”	Linha da Beira Baixa: – km 124+046 (Santa Margarida) – km 118+224 (Praia do Ribatejo) – km 110+098 (Vila Nova da Barquinha) – km 115+678 (Almourol) – km 106+302 (Entroncamento)	Visita de Inspeção para preparação de elementos de concurso para lançamento de empreitada
Inspeção de Edificado	Ramal de Tomar: – km 9+050 (Estação de Santa Cita) Linha da Beira Baixa: – km 71+549 (Tojeirinha) – kms 75+538, 75+548, 76+539, 76+550, 78+081 e 85+435 (Rodeios) Linha do Leste: – km 264+896 (Estação de Elvas) Linha da Beira Baixa: – km 19+004 (Estação de Alvega-Ortiga)	Visita de Inspeção para preparação de Plano de Trabalhos, âmbito MPS
Inspeção de Edificado	Linha da Beira Baixa: – km 72+100 – (Tojeirinha) – km 79+731 – (Sarnadas) – km 93+759 (Castelo Branco)	Visita de Inspeção no âmbito de MPS
Inspeção de Trabalhos executados pelo empreiteiro	Linha da Beira Baixa: – km 63+548 (Ródão) – km 15+325 (Estação de Mouriscas – A) – km 138+878 (Fatela – Penamacor)	Visita de Inspeção no âmbito de MPS

Para além destes trabalhos, foram preparados elementos de concurso correspondentes a diversas empreitadas.

1.5.5 Via Férrea

Na especialidade de via assumiu destaque o trabalho desenvolvido no âmbito da fiscalização da empreitada “Linha do Norte – estação do Entroncamento – renovação integral das linhas 5, 9 e 10”.

Para além destes trabalhos foram igualmente acompanhados outros, relacionados com a inspeção do estado da via, a pé e na EM120, verificando o armamento da via, os parâmetros geométricos e outros elementos, que se identificam na Tabela 1.8.

Tabela 1.8 – Resumo das atividades no domínio da via férrea

Descrição	Local	Objetivo / Tarefa
Empreitada de "Renovação Integral de Via, linhas 5, 9 e 10"	Linha do Norte: – km 104+300 a 107+000 (Entroncamento)	Acompanhamento / fiscalização (gestão contratual – controlo da situação física e financeira da empreitada e redação de atas de reunião)
Substituição de travessas em ponte	Linha da Beira Baixa: – km 118+224 (Ponte da Praia do Ribatejo)	Acompanhamento / fiscalização, âmbito MPS
Inspeção da Via	Linha da Beira Baixa: Troço Entroncamento – Abrantes: – km 106+302 (Entroncamento) a 134+919 (Abrantes)	Visita de Inspeção para preparação de Plano de Trabalhos, âmbito MPS
Inspeção ao estado da via (EM120)	Ramal de Tomar: – km 0+000 (Lamarosa) a 14+766 (Tomar)	Verificação das condições geométricas da via (defeitos)
Inspeção de pontes e viadutos (substituição de travessas)	Linha do Norte: – km 88+361 (Ponte do Alviela)	Visita de Inspeção para preparação de Plano de Trabalhos, âmbito MPS
Inspeção de cróssima fissurada COM 1II – 93+530	Linha do Norte: – km 83+593 (Vale de Figueira)	Medições para substituição da agulha 1II da COM 1II 83+530 (VA)
Inspeção de Condições do Edificado	Linha do Norte: – km 106+302 (Entroncamento) Linha da Beira Baixa: – km 0+000 (Abrantes) – km 93+759 (Castelo Branco) Linha do Leste: – km 174+211 (Torre das Vargens)	Verificação das condições do edificado a fim da criação de locais de armazenamento e preparação de caldas de produtos fitofarmacêuticos

1.5.6 Manutenção da infraestrutura ferroviária

A manutenção de infraestruturas ferroviárias tem como objetivo, manter, ao menor custo, a infraestrutura dentro dos padrões de segurança e conforto estabelecidos. Para tal, são estabelecidos planos de manutenção, baseados no conhecimento rigoroso do estado da infraestrutura, do histórico de intervenções e das solicitações a que essa infraestrutura está sujeita.

Na Rede Ferroviária Nacional, a manutenção é dividida em manutenção preventiva e manutenção corretiva. Sendo que, a manutenção preventiva é subdividida em manutenção preventiva sistemática (MPS) e manutenção preventiva condicionada (MPC).

A MPS previne o aparecimento de comportamentos anómalos resultantes da degradação, antecipando ações sistemáticas adequadas a cada sistema, enquanto que a MPC implica:

- A inspeção, medição e registo sistemáticos dos parâmetros da infraestrutura,
- Análise e interpretação;
- Elaboração do diagnóstico;
- Planeamento de ações corretivas ou mesmo de carácter preventivo.

A manutenção corretiva é um conjunto de procedimentos adotados para reparar, no mínimo espaço de tempo, as avarias que a manutenção preventiva não consegue evitar.

Nos centros de manutenção, designadamente no centro onde foi desenvolvido o estágio que deu origem ao presente documento, existem equipas de fiscalização e equipas executantes, que asseguram a manutenção preventiva e corretiva da área/especialidade à qual pertencem.

No âmbito da manutenção, a geotecnia integra a especialidade de via, não sendo considerada uma especialidade singular. Facilmente se compreenderá, que a geotecnia ocupa um papel importantíssimo na Rede Ferroviária Nacional.

O relevo existente em Portugal, que por vezes assume papel condicionante, designadamente em termos de traçado em planta e perfil longitudinal, peso por eixo das composições, velocidades de circulação, obriga a que, de uma forma mais exigente seja necessário monitorizar a ferrovia e em particular, a envolvente das linhas, como sejam os taludes de escavação e aterro e os sistemas de drenagem.

Além disso, a geotecnia está presente nos mais diversos estudos e projetos, como sejam:

- Estudos geológicos e geotécnicos;
- Estudos hidrológicos;
- Projetos de terraplenagem;
- Projetos de dimensionamento da plataforma ferroviária;
- Projetos de drenagem;
- Projetos de contenção e estabilização de taludes;
- Monitorização de taludes e obras geotécnicas.

Nas áreas de manutenção são frequentes as obras de estabilização e contenção de taludes, e também as de dimensionamento de sistemas de drenagem da via. Importa aqui realçar e atribuir a devida importância à especialidade de geotecnia e alertar para a sua correta inserção no seio da monitorização e manutenção.



A EMPRESA REFER E.P.E.

2. A EMPRESA REFER, E.P.E.

2.1 Enquadramento

Em Portugal, o sector ferroviário tem sofrido alterações profundas nos últimos anos tanto ao nível da organização, como ao nível da própria estrutura. De acordo com *Franquilha e Outros* (2004), tais alterações, devido à liberalização do sector dos transportes em curso no seio da União Europeia, à maior participação de entidades privadas neste mercado, à racionalização e promoção da eficiência (por norma a fazer face aos défices crónicos das empresas públicas de transportes) e à promoção da transparência na gestão destas empresa.

Durante cerca de quatro décadas pensou-se a atividade ferroviária como um regime de concessionária única, responsável pelo transporte e pelo investimento na infraestrutura. No entanto, segundo *Franquilha e Outros* (2004), em 1900 foi publicada a Lei de Bases do Sistema de Transportes Terrestres, que veio decretar o princípio da separação entre a responsabilidade pela construção, renovação e conservação da infraestrutura, atribuída ao Estado ou à entidade atuando por sua concessão ou delegação, e a exploração do transporte ferroviário.

No ano de 2003, o Decreto-Lei n.º 270/2003 de 28 de outubro, transpôs para o Direito Português as diretivas comunitárias do denominado “Pacote Ferroviário I” (2001/12/CE, 2001/13/CE e 2001/14/CE). De entre as principais medidas propostas para o desenvolvimento do sector do transporte ferroviário, destacam-se as seguintes: a separação entre as atividades ferroviárias de gestão da infraestrutura e da operação do transporte, a criação de critérios comuns de licenciamento da atividade, a tarifação pela utilização das infraestruturas e o acesso das empresas de transporte ferroviário às redes dos vários Estados Europeus. De modo a obedecer a este enquadramento, no ano de 1997, pelo Decreto-Lei n.º 104/97, de 29 de abril, foi criada a empresa pública REFER, E.P.E., E.P., responsável pela prestação do serviço público de gestão da infraestrutura integrante da rede ferroviária nacional, tendo como objetivo o desenvolvimento das atividades a seguir enumeradas:

- A construção, instalação e renovação da infraestrutura ferroviária, compreendendo, designadamente, o respetivo estudo, planeamento e desenvolvimento;
- O comando e controlo da circulação;
- A promoção, coordenação, desenvolvimento e controlo de todas as atividades relacionadas com a infraestrutura ferroviária.

Mais tarde, continuando-se a justificar a existência de entidades empresariais de natureza pública e em 22 de julho de 2008, pelo Decreto-Lei n.º 141/2008, altera-se a denominação da REFER, E.P. para Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E., introduzindo-se alterações aos

seus estatutos e procedendo-se à sua republicação para uma entidade pública empresarial com personalidade jurídica, dotada de autonomia administrativa e financeira e de património próprio, estando sujeita à tutela dos ministros responsáveis pela área das finanças e pelo sector dos transportes.

A 1 de junho de 2015, na sequência do Decreto-Lei nº 91/2015 de 29 de maio, a Rede Ferroviária Nacional – REFER, E.P.E., incorporou, por fusão, a EP - Estradas de Portugal, S.A. e sofreu a transformação em sociedade anónima, passando a denominar-se Infraestruturas de Portugal, S.A. (IP, S.A.) e tendo a seu cargo a gestão conjunta e integrada das infraestruturas rodoviárias e ferroviárias.

A IP, S.A. tem assim por objeto a conceção, projeto, construção, financiamento, conservação, exploração, requalificação, alargamento e modernização das redes rodoviária e ferroviária nacionais, incluindo o comando e controlo da circulação ferroviária.

No que concerne à elaboração do presente documento, a criação desta nova entidade, não introduziu alterações significativas, tanto mais que o apoio manifestado, designadamente na disponibilização de documentação, passou a ser assegurado pela IPE, S.A. anteriormente denominada REFER *Engineering*.

2.2 Estrutura

A conjuntura económica dos dias que correm em conjunto com as consequentes reformas estruturais do sector público dos transportes levou o Grupo REFER, E.P.E. a tomar medidas, por forma a tornar a sua atividade sustentável. Deste modo, foram criadas entidades especializadas, dedicadas ao aproveitamento e à rentabilização de ativos não totalmente utilizados pela atividade ferroviária, sendo por isso entidades instrumentais, que para facilitar a sua atuação no mercado concorrencial assumiram a natureza de empresas. Essas empresas são a seguir apresentadas, bem como a sua área de intervenção.

- REFER, E.P.E. – Gerir e desenvolver a infraestrutura ferroviária;
- REFER, Engineering – Gerir a capacidade técnica de engenharia ferroviária;
- REFER, Telecom – Gerir a infraestrutura de telecomunicações;
- REFER, Património – Gerir o património imobiliário a cargo da REFER, E.P.E.

2.3 Missão, Visão e Valores

De acordo com o Plano Estratégico REFER, E.P.E. (2014-2016), o Grupo REFER, E.P.E. tem como missão proporcionar ao mercado uma rede ferroviária segura e eficiente, orientada por critérios de sustentabilidade e para a coesão social e territorial do país, otimizando a utilização dos ativos à sua disposição. De uma forma mais detalhada, a missão da REFER, E.P.E. passa

por proporcionar ao mercado uma infraestrutura de transporte competitiva, gerindo e desenvolvendo uma rede ferroviária eficiente e segura, no respeito pelo meio ambiente.

Quanto à visão, o Grupo REFER, E.P.E. pretende ser uma referência internacional na gestão eficaz e sustentável da infraestrutura ferroviária e na prestação de serviços associados, tendo como valores partilhados citados no seu Plano Estratégico, os seguintes:

- Respeito – Pelos clientes, colaboradores e toda a comunidade influenciada pela atividade ferroviária, procurando fazer sempre melhor com os meios e recursos disponíveis, para oferecer continuamente um serviço que satisfaça as necessidades de quem o utiliza, respeitando a sociedade e o meio ambiente;
- Excelência e inovação – Investir, continuamente, na excelência para assegurar um desempenho eficaz com elevados níveis de profissionalismo e competência e na inovação das práticas e dos serviços procurando metodologias inovadoras que potenciem a produtividade para responder aos desafios diários;
- Responsabilidade – Garantir rigor na governação dos meios e do património ferroviário assente em elevados padrões de ética e integridade visando a transparência, a prestação de contas aos contribuintes e a sustentabilidade económica;
- Segurança – Nas decisões do dia-a-dia, os critérios de segurança têm prioridade e sobrepõem-se sobre outros critérios de gestão.

2.4 Estrutura Organizativa e Funcional

2.4.1 Considerações Gerais

A administração da REFER, E.P.E. é exercida por um conselho de administração composto por cinco a sete membros, nomeados e exonerados nos termos previstos no Estatuto do Gestor Público. Além disso, o Decreto-Lei nº 141/2008 de 22 de julho de 2008, prevê um órgão de fiscalização que é exercido por um conselho fiscal e por um revisor oficial de contas ou por uma sociedade de revisores oficiais de contas que não seja membro daquele órgão.

Ao conselho de Administração compete em geral o exercício de todos os poderes necessários para assegurar a gestão e desenvolvimento da empresa e a administração do seu património, sem prejuízo dos poderes da tutela.

A Comissão de fiscalização composta pelo Conselho Fiscal e Revisor Oficial de Contas é responsável pelo controlo da legalidade, da regularidade e da boa gestão financeira e patrimonial da empresa.

Na ausência de membros não executivos do Conselho de Administração ou do Conselho Geral ou outros órgãos com funções específicas de supervisão, cabe ao órgão de fiscalização

a avaliação do desempenho individual dos gestores executivos, bem como uma apreciação global das estruturas e dos mecanismos de governo em vigor na empresa.

2.4.2 Organização Geral

O modelo organizativo da REFER, E.P.E. encontra-se direcionado para a criação de valor no sector ferroviário, tendo em consideração os recursos disponíveis e as necessidades dos clientes diretos – os operadores –, e com os clientes finais – os passageiros e os expedidores de mercadorias. Assim sendo, a estrutura organizacional (Figura 2-1) está orientada para os aspetos que representam a sua atividade principal, dando atenção constante ao cliente interno – os órgãos operacionais –, não esquecendo que os sistemas desenvolvidos para suporte da estrutura funcional – órgãos de apoio e órgãos corporativos – são ferramentas de apoio fundamentais para a consolidação da eficiência e da eficácia da organização.

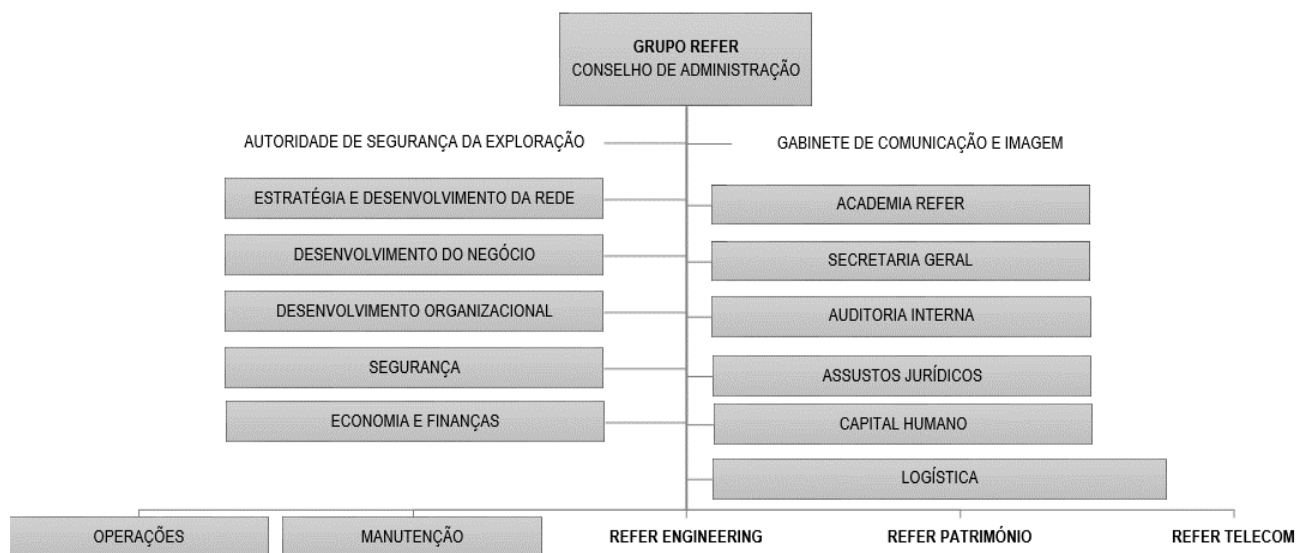


Figura 2-1 – Organograma funcional, adaptado do *website REFER, E.P.E. (2015)*

Os órgãos de apoio que desenvolvem atividades de enquadramento estratégico e de apoio ao Conselho de Administração e interligação com os demais órgãos da empresa são:

- Direção de Auditoria Interna;
- Coordenação de Gestão de Contratos para a Alta-Velocidade;
- Direção de Comunicação e Imagem;
- Direção de Relações Internacionais;
- Secretaria Geral.

Os órgãos corporativos com uma responsabilidade funcional e de prestação de serviços aos órgãos operacionais e restantes órgãos da empresa, são:

- Direção Geral de Organização e Desenvolvimento;
- Direção Geral de Planeamento Estratégico;
- Direção de Coordenação de Economia e Finanças;
- Direção de Património Imobiliário.

Os órgãos operacionais que desenvolvem o *core business* da empresa, ou seja, as atividades que fazem parte da sua cadeia de valor, contribuindo diretamente para o produto final, são:

- Direção Geral de Coordenação da Construção;
- Direção Geral de Exploração da Infraestrutura;
- Direção de Gestão de Estações;
- Núcleo de Projetos Centro de Comando Operações.

As atribuições gerais dos vários órgãos encontram-se previstas no manual da organização, o qual está publicado no portal interno da instituição, sendo do conhecimento de todos os colaboradores.

A REFER, E.P.E. dispõe igualmente de instrumentos funcionais que estipulam um conjunto de procedimentos relativos à execução, supervisão, monitorização das atividades desenvolvidas adequadas à prossecução dos objetivos definidos, tendo em vista permitir uma gestão eficiente e eficaz da atividade da instituição.

2.4.3 Direção de Manutenção

Em permanente coerência com a estratégia definida pelo Conselho de Administração, segundo *Pires* (2013), a Direção de Manutenção tem como finalidade promover políticas de gestão e coordenação da manutenção, através da definição do planeamento estratégico da manutenção da infraestrutura, garantindo a execução e monitorização do seu desempenho.

O CME, local onde decorreu o presente estágio, contempla as valências de sinalização, via e geotecnia, catenária e energia de tração e edificações, como se pode observar na Figura 2-2.

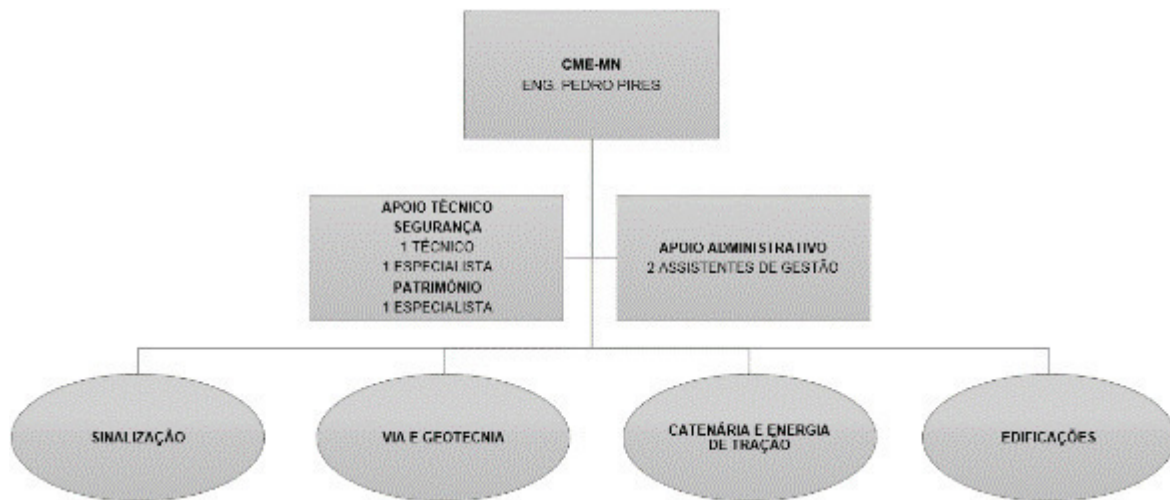


Figura 2-2 – Organograma funcional do CME, Pires (2013)

2.5 A Rede Ferroviária Nacional

De acordo com o Diretório da Rede Ferroviária Portuguesa, em 2016 a Rede Ferroviária Nacional contemplava a estrutura especificada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Rede Ferroviária Nacional, *Directório da Rede* (2016)

		Eletrificada			Não eletrificada	Total
		1500V	25000V/ 50Hz	Total		
Existente	Via larga (B. 1668mm)	25.4	1604.3	1629.7	1348.6	2978.3
	Via estreita (B. 1000mm)	0.0		0.0	640.5	640.5
	Total	25.4	1604.3	1629.7	1989.1	3618.8
Em exploração	Via larga (B. 1668mm)					
	Via simples		1019.8	1019.8	972.4	1992.2
	Via dupla	25.4	541.2	566.6		566.6
	Via quadrupla		43.3	43.3		43.3
	Via estreita (B. 1000)					
	Via simples				191.8	191.8
	Total	24.5	1604.3	1629.7	1164.2	2793.9

Com o objetivo de permitir uma melhor perceção da Rede, e representação espacial, apresenta-se na Figura 2-3 a tipologia por troços (via única e via dupla).

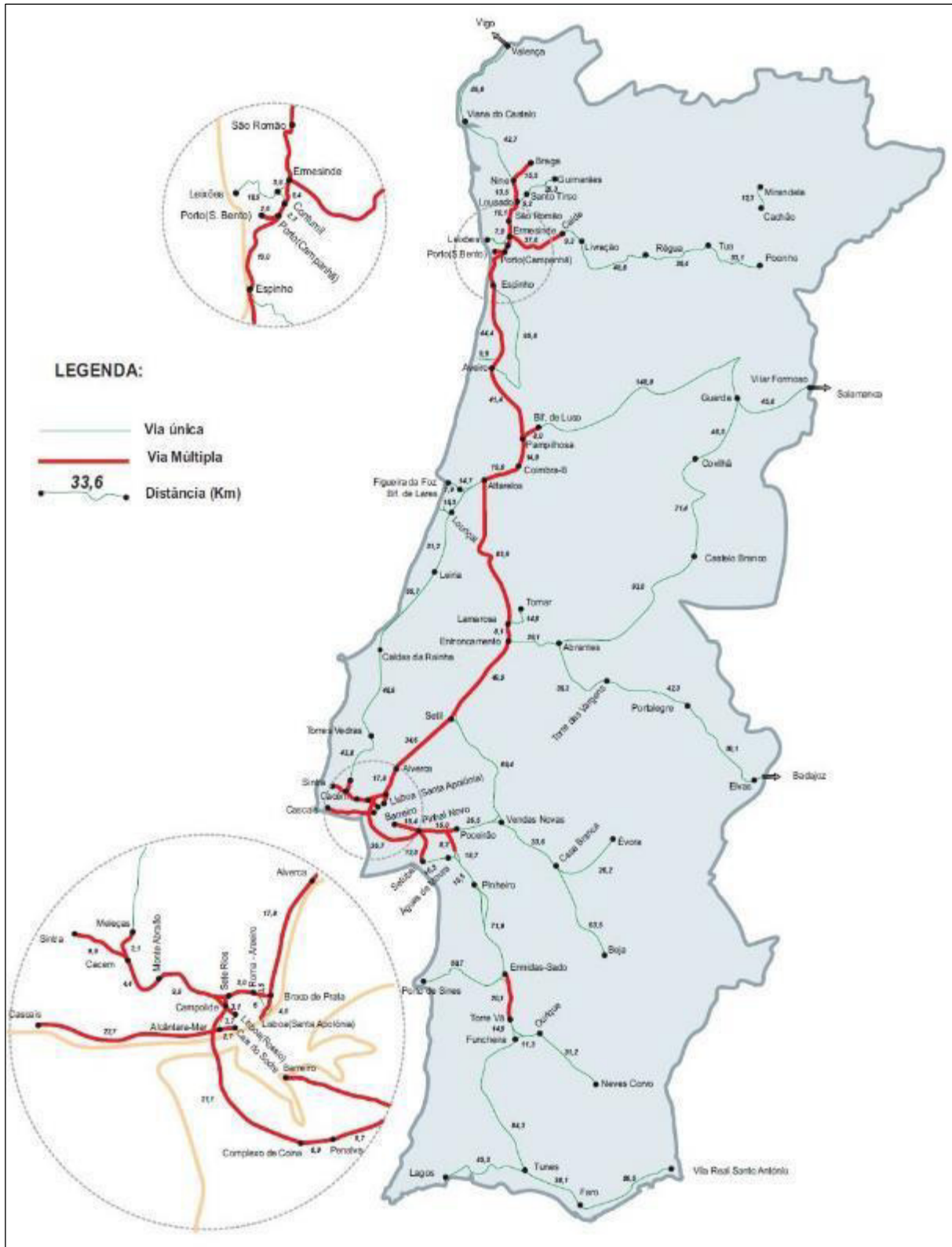
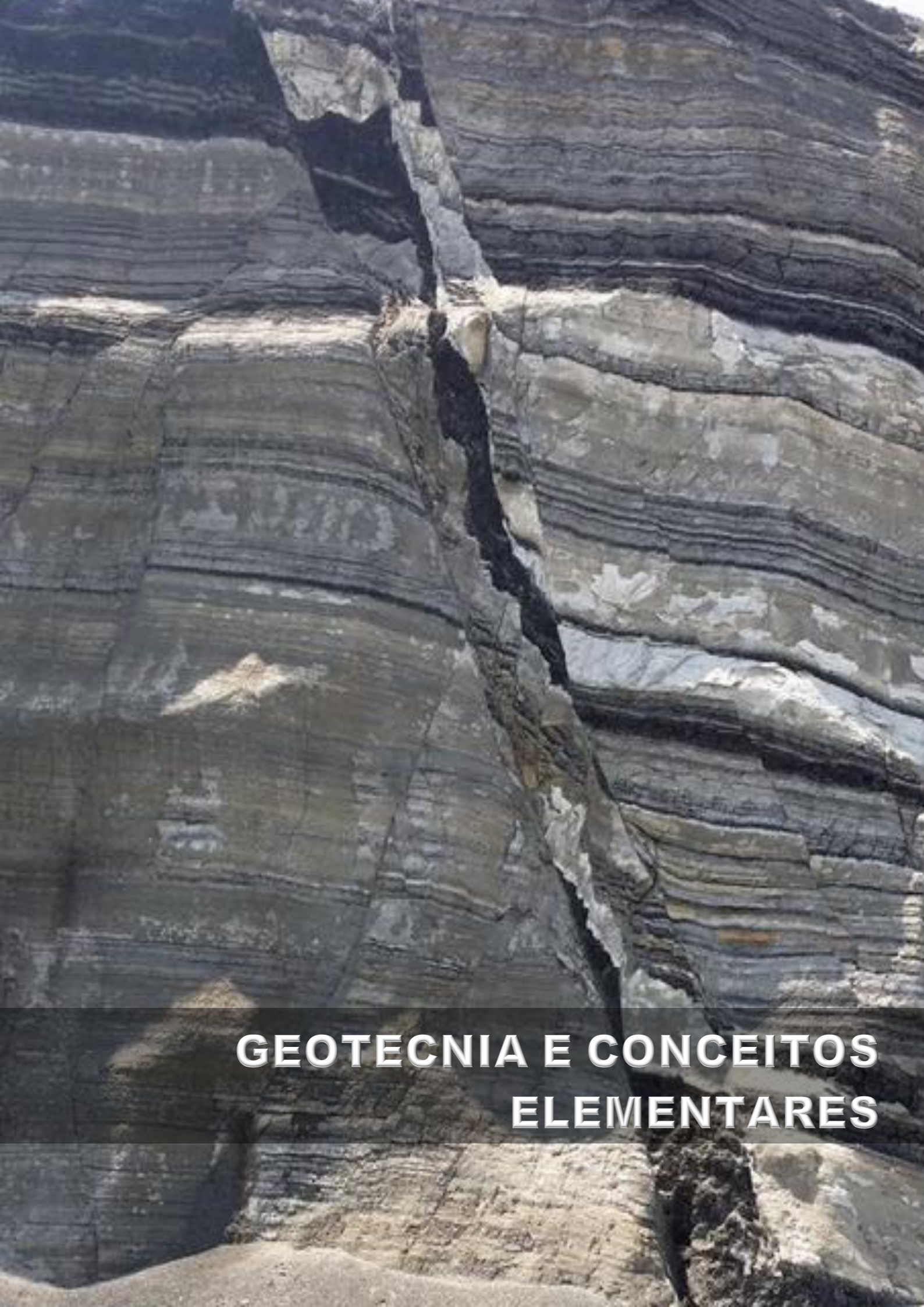


Figura 2-3 – Rede Ferroviária Nacional - Troços de via única e de via dupla, *Diretório da Rede* (2016)



**GEOTECNIA E CONCEITOS
ELEMENTARES**

3. GEOTECNIA E CONCEITOS ELEMENTARES

3.1 Conceitos elementares

No presente capítulo pretende-se de um modo generalista, enquadrar a definição de geotecnia entre as diferentes disciplinas, nomeadamente, a geologia da engenharia, a mecânica das rochas e a mecânica dos solos. É ainda intenção, fornecer alguma informação no que respeita às propriedades das rochas e dos solos, com vista à melhor compreensão do seu comportamento, quando inseridos em movimentos de vertente.

As obras de engenharia civil são constituídas por uma estrutura e uma fundação, sendo que a sua fundação pressupõe o contato com os terrenos. O estudo que se desenvolve respeitante à fundação recorre a um ramo designado por geotecnia. De acordo com o *Dicionário Infopédia da Língua Portuguesa (2003-2018)*, a geotecnia é entendida como o ramo da engenharia civil que estuda as propriedades dos solos e das rochas e a sua aplicação em projetos de construção. Este ramo inter-relaciona as disciplinas científicas que se ocupam da caracterização e comportamento dos terrenos, designadamente, a geologia de engenharia, a mecânica das rochas e a mecânicas dos solos.

Assim, a disciplina de geologia de engenharia visa explicar a génese dos terrenos, fazer a sua descrição qualitativa e a sua caracterização quantitativa, tendo em conta os problemas de engenharia a resolver e os impactes ambientais por eles criados. Por outro lado a mecânica das rochas e a mecânica dos solos ocupam-se da análise da estabilidade dos terrenos e do projeto de estruturas, garantindo a estabilidade daqueles, face às solicitações previsíveis.

Os limites entre as disciplinas em questão não são fáceis de se estabelecer, mais ainda, no caso da mecânica das rochas e dos solos. Em certas situações de obra revela-se impossível destringir rochas de solos e existem ainda casos, em que determinadas formações geológicas apresentam comportamentos que oscilam entre rochas e solos.

3.2 Fases de projeto

Em engenharia civil quer o projeto quer a construção desenvolvem-se por fases, tendo como base a informação técnica e científica obtida, sendo que a geologia da engenharia vai adquirindo diferentes responsabilidades em cada uma dessas fases. De acordo com a Portaria n.º 701-H, de 29 de julho de 2008, são definidas as seguintes fases:

- Programa Preliminar;
- Programa Base;
- Estudo Prévio;
- Anteprojecto ou Projecto Base;
- Projecto de Execução e Assistência Técnica.

Após a materialização do projeto de execução segue-se uma fase igualmente importante, no que se refere a infraestruturas de vias de comunicação, concretamente a fase de exploração.

Apresentam-se de seguida alguns dos aspetos entendidos como importantes, para cada uma das fases identificadas anteriormente.

- O **Programa Preliminar**, a elaborar pelo Dono de Obra e para disponibilização ao projetista, contém, além de elementos específicos constantes da legislação e regulamentação aplicável, os seguintes elementos, podendo alguns destes ser dispensados consoante a obra a projetar:
 - Objetivos da obra;
 - Características gerais da obra;
 - Dados sobre a localização do empreendimento;
 - Elementos topográficos, cartográficos e geotécnicos, levantamento das construções existentes e das redes de infraestruturas locais, coberto vegetal, características ambientais e outros eventualmente disponíveis, a escalas convenientes;
 - Dados básicos relativos às exigências de comportamento, funcionamento, exploração e conservação da obra, tendo em atenção as disposições regulamentares;
 - Estimativa de custo e respetivo limite dos desvios e, eventualmente, indicações relativas ao financiamento do empreendimento;
 - Indicação dos prazos para a elaboração do projeto e para a execução da obra.

- O **Programa Base** é apresentado de forma a proporcionar ao Dono da Obra a compreensão clara das soluções propostas pelo Projetista, com base nas indicações expressas no programa preliminar. Caso não sejam definidas outras indicações, o mesmo deverá contemplar:
 - Esquema da obra e programação das diversas operações a realizar;
 - Definição dos critérios gerais de dimensionamento das diferentes partes constitutivas da obra;
 - Indicação dos condicionamentos principais relativos à ocupação do terreno, nomeadamente os legais, topográficos, urbanísticos, geotécnicos, ambientais, em particular, os térmicos e acústicos;
 - Peças escritas e desenhadas e outros elementos informativos necessários para o perfeito esclarecimento do Programa base, no todo ou em qualquer das suas partes, incluindo as que porventura se justifiquem para definir as alternativas de solução propostas pelo Projetista e avaliar a sua viabilidade, em função das condições de espaço, técnicas, de custos e de prazos;

- Estimativa geral do custo da obra, tomando em conta os encargos mais significativos com a sua realização e análise comparativa dos custos de manutenção e consumos da obra nas soluções propostas;
 - Descrição sumária das opções relacionadas com o comportamento, funcionamento, exploração e conservação da obra;
 - Informação sobre a necessidade de obtenção de elementos topográficos, geológicos, geotécnicos, hidrológicos, climáticos, características da componente acústica do ambiente, redes de infraestruturas ou de qualquer outra natureza que interessem à elaboração do projeto, bem como sobre a realização de estudos em modelos, ensaios, maquetes, trabalhos de investigação e quaisquer outras atividades ou formalidades que podem ser exigidas, quer para a elaboração do projeto, quer para a execução da obra.
- **Estudo Prévio** desenvolve as soluções aprovadas no Programa base, sendo constituído por peças escritas e desenhadas e por outros elementos informativos, de modo a possibilitar ao Dono da Obra a fácil apreciação das soluções propostas pelo Projetista e o seu confronto com os elementos constantes naquele. Caso não sejam definidas outras indicações, o mesmo deverá contemplar:
- Memória descritiva e justificativa, incluindo capítulos respeitantes a cada um dos objetivos relevantes do estudo prévio;
 - Elementos gráficos elucidativos sob a forma de plantas, alçados, cortes, perfis, esquemas de princípio e outros elementos, em escala apropriada;
 - Dimensionamento aproximado e características principais dos elementos fundamentais da obra;
 - Definição geral dos processos de construção e da natureza dos materiais e equipamentos mais significativos;
 - Análise prospetiva do desempenho térmico e energético e da qualidade do ar interior nos edifícios no seu conjunto e dos diferentes sistemas ativos em particular;
 - Análise prospetiva de desempenho acústico relativa, nomeadamente, à propagação sonora, aérea e estrutural, entre espaços e para o exterior;
 - Estimativa do custo da obra e do seu prazo de execução.
- **Anteprojecto ou Projecto Base**, desenvolve a solução do Estudo Prévio aprovado, sendo constituído por peças escritas e desenhadas e outros elementos de natureza informativa que permitam a conveniente definição e dimensionamento da obra, bem como o esclarecimento do modo da sua execução. Caso não sejam definidas outras indicações, o mesmo deverá contemplar:

- Memórias descritivas e justificativas da solução adotada, incluindo capítulos especialmente destinados a cada um dos objetivos especificados para o anteprojeto, onde figuram designadamente descrições da solução orgânica, funcional e estética da obra, dos sistemas e dos processos de construção previstos para a sua execução e das características técnicas e funcionais dos materiais, elementos de construção, sistemas e equipamentos;
 - Avaliação das quantidades de trabalho a realizar por grandes itens e respetivos mapas;
 - Estimativa de custo atualizada;
 - Peças desenhadas a escalas convenientes e outros elementos gráficos que explicitem a localização da obra, a planimetria e a altimetria das suas diferentes partes componentes e o seu dimensionamento bem como os esquemas de princípio detalhados para cada uma das Instalações Técnicas, garantindo a sua compatibilidade;
 - Identificação de locais técnicos, centrais interiores e exteriores, bem como mapa de espaços técnicos verticais e horizontais para instalação de equipamentos terminais e redes.
 - Os elementos de estudo que serviram de base às opções tomadas, de preferência constituindo anexos ou volumes individualizados identificados nas memórias;
 - Programa geral dos trabalhos.
- **Projeto de Execução** desenvolve o Projeto base aprovado, sendo constituído por um conjunto coordenado das informações escritas e desenhadas de fácil e inequívoca interpretação por parte das entidades intervenientes na execução da obra, obedecendo ao disposto na legislação e regulamentação aplicável. Caso não sejam definidas outras indicações, o mesmo deverá contemplar:
- Memória descritiva e justificativa, incluindo a disposição e descrição geral da obra, evidenciando quando aplicável a justificação da implantação da obra e da sua integração nos condicionamentos locais existentes ou planeados; descrição genérica da solução adotada com vista à satisfação das disposições legais e regulamentares em vigor; indicação das características dos materiais, dos elementos da construção, dos sistemas, equipamentos e redes associadas às Instalações Técnicas;
 - Cálculos relativos às diferentes partes da obra apresentados de modo a definirem, pelo menos, os elementos referidos na regulamentação aplicável a cada tipo de obra e a justificarem as soluções adotadas;

- Medições e mapas de quantidade de trabalhos, dando a indicação da natureza e da quantidade dos trabalhos necessários para a execução da obra;
- Orçamento baseado nas quantidades e qualidades de trabalho constantes das medições;
- Peças desenhadas de acordo com o estabelecido para cada tipo de obra na regulamentação aplicável, devendo conter as indicações numéricas indispensáveis e a representação de todos os pormenores necessários à perfeita compreensão, implantação e execução da obra;
- Condições técnicas, gerais e especiais, do caderno de encargos.

Tendo presente que o referido anteriormente assume um carácter generalista, a mesma portaria define, consoante a especificidade das obras, por secção, os elementos especiais que devem incorporar cada uma das fases. Assim, de acordo com a seção V/Subseção I (Via Férrea), área em que se desenvolve o presente documento, está considerada, por fase, a seguinte informação:

– **Programa Preliminar**

- Diretriz sobre base cartográfica à escala 1:25.000, identificando os pontos obrigatórios de passagem e estações;
- Esquema geral de estações e de outros feixes de linhas e respetivos comprimentos úteis;
- Velocidade de projeto;
- Níveis de segurança e conforto e características geométricas ou dados de tráfego suficientes para a sua determinação;
- Características do comboio tipo, designadamente: curva de potência, dimensões e peso por eixo;
- Definição do armamento de via;
- Outros critérios, disposições e documentos normativos a respeitar;
- Plano de reclassificação e supressão de passagens de nível;
- Estudo de exploração;
- Imposições relativas a condicionamentos de impacte ambiental;
- Informação sobre o número de alternativas a estudar nas fases subsequentes, nomeadamente nos estudos de novos traçados sujeitos a Avaliação de Impacte Ambiental.

– **Programa Base**

- Recolha e interpretação dos elementos geológicos e geotécnicos disponíveis e os resultados do reconhecimento geológico de superfície do traçado com identificação de eventuais pontos críticos que constituam condicionantes;

- Levantamentos topográficos a efetuar;
 - Identificação e localização de obras de arte, de túneis e de obras geotécnicas especiais, em particular, consolidação dos taludes, estruturas de suporte, aterros de grande dimensão e travessias de baixas aluvionares;
 - Identificação de outros estudos a efetuar.
- **Estudo Prévio**
- Esboço corográfico na escala 1:25.000;
 - Traçado em planta das soluções estudadas, para plena via e estações, sobre base cartográfica à escala 1:5.000, ou 1:1.000, caso se trate de zonas urbanas ou adjacentes a vias existentes, incluindo o traçado dos restabelecimentos da rede viária afetada;
 - Perfil longitudinal correspondente a essas soluções na mesma escala do traçado em planta para os comprimentos e dez vezes para as alturas, no qual apareçam localizadas as obras de arte e os túneis;
 - Perfil ou perfis transversais tipo nas escalas 1:100 ou 1:50;
 - A definição e justificação do programa de reconhecimento, prospeção e ensaios laboratoriais, incluindo as respetivas especificações, necessário ao desenvolvimento do estudo geológico e geotécnico;
 - Estudo hidrológico;
 - Estudo de enquadramento paisagístico;
 - Perfis transversais nas secções mais críticas, à escala 1:200;
 - Pré -dimensionamento da plataforma de via;
 - Pré-dimensionamento das obras geotécnicas especiais, em particular, consolidação dos taludes, estruturas de suporte, aterros de grande dimensão e travessias de baixas aluvionares.
- **Anteprojecto ou Projecto Base**
- Pormenorização das recomendações e decisões resultantes da apreciação efetuada ao Estudo prévio pelo Dono da Obra;
 - Estudo geológico e geotécnico;
 - Estudo hidrológico, se necessário.
- **Projecto de Execução**
- Planta parcelar, nas escalas de 1:1.000, num sistema de coordenadas ligado à rede geodésica do país;
 - Traçado em planta da solução adotada, para plena via e estações, sobre base cartográfica à escala 1:1.000, incluindo o traçado dos restabelecimentos da

rede viária afetada, com todos os elementos de diretriz coordenados e referidos à rede geodésica do país;

- Perfil longitudinal correspondente à solução adotada na mesma escala do traçado em planta para os comprimentos e dez vezes para as alturas, onde conste a localização das obras de arte, devendo as cotas estar referidas à rede geodésica do país;
- Perfil ou perfis transversais tipo na escala 1:50;
- Estudo geológico e geotécnico complementar, se necessário;
- Perfis geotécnicos;
- Dimensionamento da plataforma de via;
- Dimensionamento das obras geotécnicas especiais, designadamente, consolidação dos taludes, estruturas de suporte, aterros de grande dimensão e travessias de baixas aluvionares;
- Perfis transversais na escala 1:200;
- Gráfico de distribuição de terras;
- Estudo de integração paisagística;
- Material de superestrutura de via;
- Malha de apoio topográfico.

Pelo descrito anteriormente, e dadas as repercussões que a informação de natureza geológica e geotécnica assume, nomeadamente em termos de condicionamento de outras variáveis, em particular no que se refere a soluções construtivas, custos, prazos e vida útil da infraestrutura/custos de manutenção, é imprescindível que esta informação seja o mais rigorosa possível e devidamente disponibilizada, associada a cada escala de trabalho, ao longo de todas as fases do projeto.

Assim, é forçoso assumir que a informação associada à geotecnia tem, com maior ou menor detalhe, intervenção nas diversas fases do projeto, visando assegurar diversos objetivos, conforme se pode observar na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – A geotecnia nas diversas fases do Projeto, Melâneo (2008)

Fase	Principais Objetivos
Estudo Prévio	– Viabilidade geológica – Identificação de riscos geológicos e das condições geológicas e geotécnicas gerais
Ante Projeto	– Seleção de locais – Classificações geotécnicas de materiais – Soluções geotécnicas aproximadas
Projeto de Execução	– Caracterização detalhada – Definição dos parâmetros geotécnicos para dimensionamento
Construção	– Controlo geotécnico e instrumentação – Verificação a ajustamento do projeto face às condições locais (terreno)
Exploração / Manutenção	– Monitorização, controlo da resposta terreno/estrutura – Caracterização e parametrização geotécnica – Definição de soluções de retificação/estabilização

3.3 Geologia e Geologia de Engenharia

De acordo com o *Dicionário Infopédia da Língua Portuguesa* (2003-2018), a geologia é a ciência que se ocupa do estudo da Terra, dos materiais que a formam e da maneira como estão distribuídos, dos acontecimentos que nela ocorreram e das transformações experimentadas ao longo dos períodos geológicos.

Decorrente do gradual desenvolvimento das obras de engenharia civil e da necessidade de utilização de terrenos, foi reconhecida a importância da geologia e a sua indispensabilidade na adequada caracterização geológica e geotécnica dos terrenos.

Deste modo, surgiu a geologia da engenharia, tida como a disciplina que investiga a adequabilidade e as características dos locais, na medida em que eles possam afetar o projeto, quer em termos da construção dos trabalhos do foro da engenharia civil, quer em termos da segurança das construções vizinhas.

De acordo com *Oliveira* (2002), o conceito de geologia da engenharia tem evoluído, sendo encarado nos dias de hoje, como a ciência que se ocupa, sobretudo, da aplicação da geologia a obras da engenharia civil e ao estudo de problemas do ambiente que afetam a crosta terrestre. Ademais, esta disciplina incorpora as seguintes noções:

- A definição da geomorfologia, estrutura, litologia e certas características hidrogeológicas das formações geológicas;
- A caracterização (físico-mecânica, química e mineralógica) dos materiais;
- A definição do comportamento mecânico de maciços terrosos e rochosos;
- A previsão da evolução daquelas propriedades durante a vida das obras;
- A definição das medidas apropriadas para melhorar ou manter as propriedades relevantes dos terrenos.

Segundo *Melâneo* (2008), este ramo cria o elo de ligação entre a geologia e a engenharia civil, surgindo como uma das disciplinas da geotecnia e um dos ramos das ciências geológicas. Reúne ainda, determinadas disciplinas do foro da geologia, especificamente, a petrografia, a tectónica, a hidrogeologia, a geomorfologia, a sedimentologia e a sismologia.

No que diz respeito à engenharia civil tem especial ênfase a mecânica dos sólidos e a mecânica dos fluídos como ciências básicas, e a mecânica das rochas e a mecânica dos solos, como ciências aplicadas.

É de salientar ainda, a sua importância face a obras cuja implantação interfere significativamente com a estabilidade de elementos da crosta terrestre, nomeadamente, em obras subterrâneas, barragens, pontes, estradas e vias férreas. O seu objetivo principal é o

estudo das características geológicas que determinam os parâmetros numéricos e a sua distribuição geométrica num dado maciço, isto é, o zonamento geotécnico.

Com efeito, é possível concluir que a geologia da engenharia contribui significativamente para que os empreendimentos de engenharia civil sejam projetos mais económicos e seguros.

3.4 Mecânica das rochas

Segundo a *Rock Mechanics Committee of the American National Academy of Science* (1966), a mecânica das rochas é a ciência teórica e aplicada do comportamento mecânico da rocha, sendo o ramo que se preocupa com a resposta da rocha aos campos de força do seu ambiente físico.

Esta disciplina ocupa-se do conhecimento dos maciços rochosos e tem como objetivo analisar e determinar as propriedades mecânicas das rochas para posterior aplicação em engenharia civil.

Consequentemente, compreende o comportamento mecânico das rochas e das discontinuidades dos maciços rochosos, sendo que, de acordo com *Melâneo* (2008), e de modo mais pormenorizado, tem como pressupostos o estudo dos temas que de seguida se identificam:

- Deformabilidade, isto é, a relação entre forças (ou tensões) e deformações;
- Resistência das condições que determinam a rotura;
- Estado da tensão que se desenvolve em virtude das tensões aplicadas, incluindo as devidas à percolação da água subterrânea.

No estudo de perturbações naturais, a mecânica das rochas revela-se de extrema importância, possibilitando o estudo de falhas, dobras e fraturas originadas por tensões geradas nos movimentos orogénicos ou outros processos geológicos, sendo imprescindível na avaliação de riscos decorrentes da perda de estabilidade natural dos taludes.

Complementarmente, esta disciplina é essencial na previsão do comportamento dos maciços rochosos face às solicitações que lhe poderão ser impostas quando as condições limite são modificadas pela engenharia, particularmente, em escavações a céu aberto – taludes e fundações –, e escavações subterrâneas – túneis e cavernas. Este tipo de obra modifica o estado de tensão e deformação existente no maciço e esta disciplina fornece os meios que permitem interpretar esses estados, antes e após a perturbação induzida.

3.4.1 A origem das rochas e o seu ciclo

Graças à presença de atividade vulcânica na Terra, constata-se que sob a crosta terrestre existe material em estado de fusão, permitindo conjecturar que a primeira crosta terrestre foi formada por arrefecimento e conseqüente endurecimento do magma. As rochas integram um ciclo de transformação que se pode repetir indefinidamente.

A idade da Terra e as transformações ocorridas na crosta, por exemplo as fraturas ou a erosão, põem de parte a possibilidade de existência de quaisquer rochas primitivas. Deste modo, facilmente se compreenderá que todo o processo de arrefecimento do magma é contínuo e gera a formação de rochas magmáticas. De resto, todos os solos e rochas não magmáticas que formam a crosta terrestre derivam originalmente, da desintegração das rochas magmáticas.

As rochas ígneas ou magmáticas têm origem num determinado material no estado líquido, designado por magma, que arrefece e solidifica. A este processo se chama cristalização e pode ocorrer a grande profundidade da superfície da terra, ou durante uma erupção vulcânica à superfície daquela. As rochas ígneas exibem características muito diferentes devido ao seu arrefecimento.

A grande profundidade o seu arrefecimento é lento, e designam-se por rochas intrusivas ou plutónicas, rochas dotadas de um grão grosseiro, como é o caso do granito. Contrariamente, à superfície estas rochas sofrem um processo muito rápido e adquirem o nome de extrusivas ou vulcânicas, como por exemplo o basalto. Este tipo de rocha apresenta um grão fino e podem ser formadas por diversos tipos de minerais.

Por outro lado, as rochas ígneas ficam expostas à superfície da terra sofrendo por isso processos de alteração e erosão, que vão lentamente desagregando e decompondo as rochas. Assim, a desintegração destas rochas, por ações físicas e ou químicas, ou devido a agentes atmosféricos – meteorização –, gera o fracionamento em partículas de dimensão visível – as areias, de dimensão intermédia – os siltes e de dimensão muito pequena – as argilas.

Posteriormente, estas partículas podem ser transportadas por ação da gravidade, água, glaciares, vento e ondas, depositando-se em outros locais e formando sedimentos. A partir do momento em que os referidos sedimentos ficam depositados, por preceito em camadas horizontais, irão sofrer um processo de litificação (ou diagênese), isto é, a transformação para rocha, mediante a ação simples de compressão (peso das camadas superiores) e cimentação (resultante da precipitação de matéria mineral transportada pela água de percolação que

preenche os poros). De modo mais simplista, as rochas sedimentares podem ter origem em três modos diferentes, concretamente:

- Por deposição de resíduos devido à alteração das outras, originando rochas clásticas ou mecânicas;
- Por deposição resultante de uma atividade biológica;
- Por precipitação de uma solução.

Concluindo-se, pois, que as rochas mais antigas, quer sejam magmáticas ou sedimentares podem sofrer no estado sólido, consideráveis mudanças ou metamorfoses, como resultado das enormes pressões desenvolvidas pelas deformações da crosta terrestre e ou pelo calor devido à vizinhança do magma fundido, e às circulações hidrotermais, originando as rochas metamórficas.

Salienta-se ainda, que rochas sedimentares e metamórficas podem sofrer processos de desintegração quando expostas à ação de agentes atmosféricos e futuramente, transformarem-se em sedimentos de onde podem resultar novas rochas sedimentares.

Por fim, esclarece-se, que também as rochas metamórficas poderão ser submetidas a pressões e a temperaturas maiores, que originam a sua fusão e a sua transformação em magma, fechando-se um ciclo, observável na Figura 3-1.

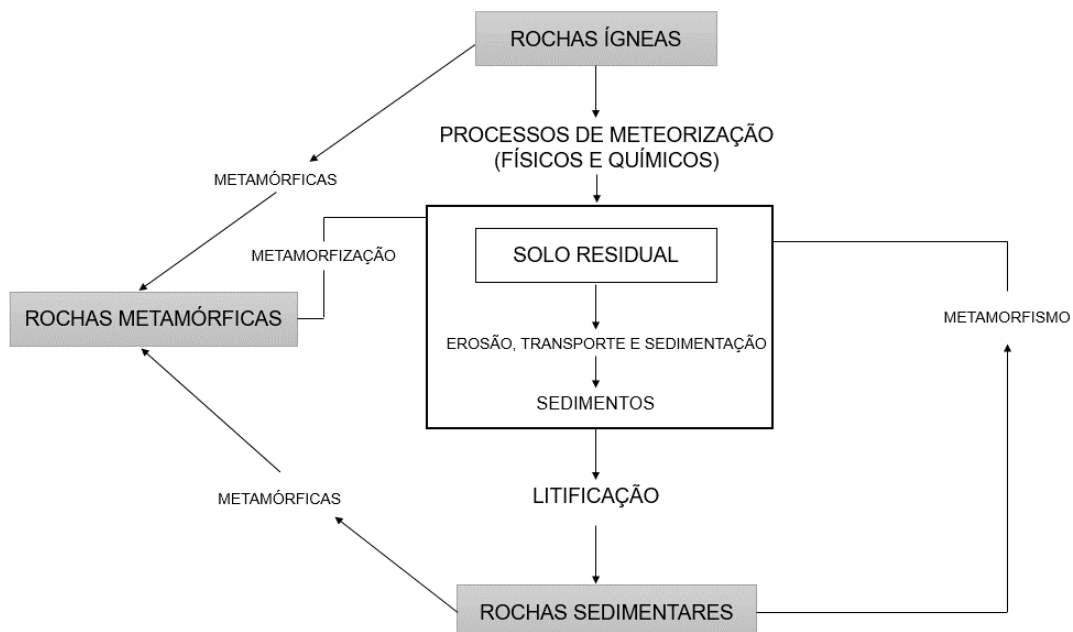


Figura 3-1 – Ciclo Geológico, Vallejo (2002)

O entanto, o ciclo das rochas não é tão linear como o que foi anteriormente descrito. A título de exemplo, as rochas ígneas podem sofrer processos de erosão e alteração da superfície,

podem ser submetidas a pressões e a temperaturas em profundidades maiores, e seguidamente, transformarem-se em rochas metamórficas.

De uma forma geral, as atuais formações rochosas são originalmente regulares, sendo a grande maioria o resultado da sedimentação quase uniforme, em vastas áreas marinhas, ainda que ao longo do tempo tenham sofrido alterações por dobras e/ou falhas – metamorfização –, ou transformação em rochas magmáticas por fusão.

3.4.2 Tipos de rochas

3.4.2.1 Introdução

Uma rocha é um agregado natural, uma substância sólida, composta por um ou mais minerais. Geralmente, as rochas são classificadas quanto à sua origem, classificação referida no subcapítulo anterior, sendo divididas em ígneas ou magmáticas, sedimentares e metamórficas. Porém, também é possível classificá-las segundo a sua forma, estrutura ou textura.

No que toca à sua composição, as rochas são compostas, maioritariamente, por silicatos, sendo os mais frequentes: os feldspatos, o quartzo, a olivina, as piroxenas, as anfíbolas, as granadas e a mica. Estes minerais são detentores de diversas propriedades, como a estrutura cristalina, a dureza, a clivagem, que por sua vez influenciam as propriedades das rochas.

3.4.2.2 Rochas ígneas ou magmáticas

As rochas ígneas ou magmáticas formam-se quando o magma, de origem profunda e a alta temperatura, arrefece e cristaliza. Estas rochas são essencialmente compostas por minerais silicatados e alguns gases, particularmente, o vapor de água, que se encontram todos confinados no magma pela pressão das rochas limítrofes.

Relativamente aos maciços das rochas circundantes a massa magmática é menos densa, assim sendo, é despoletado um movimento ascendente até à superfície, podendo escapar-se de um modo mais violento, produzindo uma erupção vulcânica. Durante uma erupção vulcânica o material expelido poderá ser acompanhado pela libertação de gases devido à diminuição de pressão à superfície, originando explosões por vezes muito violentas. Ainda acompanhando a projeção de blocos rochosos, a erupção pode gerar o derrame de grandes quantidades de lava, cuja sua composição é semelhante à do magma, mas sem a maior parte dos componentes gasosos.

A rocha que resulta da solidificação da lava classifica-se como extrusiva ou vulcânica. O seu arrefecimento é rápido gerando-se uma textura hemicristalina ou porfírica com os cristais

embebidos em massa amorfa. Como acontece com os seguintes exemplos: o riólito, o traquito, o andesito e o basalto.

A textura vítrea, obsidiana, ou porosa, pedra-pomes, é gerada quando o arrefecimento é muito rápido à superfície em contacto com o ar ou com a água.

Quando o magma não alcança a superfície, a sua consolidação dá-se de forma lenta, a grande profundidade com os componentes da rocha totalmente cristalizados, sendo cristais imbricados entre si, formando texturas de diferentes tipos, nomeadamente, granulosa ou pegmática, aplítica, porfiroide ou porfírica. A rocha é influenciada pela velocidade de arrefecimento adquirindo uma textura cristalina. O granito, o sienito, o diorito e o gabro, são representativos deste tipo de rocha ígnea. As rochas ígneas intrusivas ou plutónicas só afloram à superfície depois de movimentos tectónicos ou após a ação de processos de erosão das camadas de rochas superiores.

Por outro lado, se a solidificação do magma ocorre a profundidades intermédias, formando filões, as rochas que daí resultam denominam-se hipoabissais. Como é o caso do dolerito.

Um aspeto que facilmente se constata é a de que a velocidade de arrefecimento do magma tem especial importância na estrutura dos cristais destas rochas. Um arrefecimento lento gera cristais de grandes dimensões enquanto um arrefecimento rápido origina cristais de pequenas dimensões. Por vezes o arrefecimento é extremamente rápido, não havendo formação de cristais, mas sim uma matéria sólida sem estrutura cristalina – matéria amorfa.

A classificação deste tipo de rochas depende da sua textura e composição mineral. As diferentes texturas das rochas ígneas dependem dos diferentes padrões de arrefecimento enquanto a sua composição mineral depende dos componentes do magma inicial e do respetivo ambiente de cristalização. Duas rochas que apresentem a mesma composição mineral podem ter texturas diferentes. Na Tabela 3.2 é possível analisar os diferentes tipos de rochas ígneas.

Tabela 3.2 – Rochas ígneas ou magmáticas mais comuns, *Midões* (2014)

Modo de Jazida	Textura	Rochas cor clara (Félsicas)		Rochas cor média	Rochas cor escura (Máficas)	
Intrusivo	Fanerítica a Microfanerítica	Granitos	Sienitos	Diorítos	Gabros	Peridotitos
Extrusivo	Afanítica	Riolitos	Traquitos	Andesitos	Basaltos	
Minerais principais		Quartzo Feldspato potássico Feldspato sódico	Feldspato potássico Feldspato sódico	Horneblenda Feldspato sódico Feldspato cálcico	Feldspato cálcico Piroxena	Olivina Piroxena
Minerais secundários		Moscovite Biotite Horneblenda	Moscovite Biotite Horneblenda	Biotite Piroxena.	Olivina Horneblenda	Feldspato Cálcico

As rochas de cor escura ou máficas, como o basalto, são compostas por minerais cuja sua cristalização se dá em primeiro lugar, têm alto teor em ferro e magnésio e apresentam uma densidade superior às outras rochas. Contrariamente, as rochas de cor clara apresentam os cristais que são os últimos a cristalizar. Exemplo disso é o granito, que por ser mais resistente à erosão e à alteração do que outras rochas, ocupa frequentemente o núcleo principal das cadeias montanhosas.

3.4.2.3 Rochas sedimentares

As rochas sedimentares são o resultado do somatório de processos erosivos aliados a processos de deposição de sedimentos, em suspensão ou transportados por um fluido, normalmente a água. Estas rochas ocupam cerca de 75% da superfície terrestre e uma espessura na ordem dos dezasseis quilómetros, representando a grande maioria das formações rochosas à superfície da terra.

As deposições sucessivas de sedimentos em camadas horizontais apresentam-se normalmente em estratos, sendo que a sua inclinação vai variando mediante a ação dos movimentos tectónicos ao longo da vida geológica das formações.

Os sedimentos advêm de materiais de origem detrítica ou clástica, como aluviões grosseiras e finas dos rios, vasas dos estuários, areias marinhas, argilas dos grandes fundos que são posteriormente, consolidadas por compressão ou por cimento (silicioso, calcário, ferruginoso) que origina conglomerados, grés ou arenitos. A consolidação destes sedimentos pode ainda ter origem através da precipitação química ou bioquímica, gerando o sal-gema, o gesso e os calcários. Ou ainda ter origem orgânica, gerando os calcários, as lumaquelas e os carvões. Na Tabela 3.3 apresenta-se os vários tipos de rochas sedimentares.

Tabela 3.3 – Rochas sedimentares, *Midões* (2014)

Origem (Modo de Formação)	Tipos de Rocha
Sedimentar detrítica	<ul style="list-style-type: none"> – Conglomerados e brechas; – Arenitos; – Siltitos; – Argilitos; – Cascalho, Areia, Silte e Argila.
Sedimentar química ou biogénica	<ul style="list-style-type: none"> – Calcários (cristalinos, oolíticos, margosos, conquíferos); – Ferruginosas (minérios de ferro, couraças ferruginosas); – Siliciosas (quartzo, sílex e jaspe); – Carbonosas (antracite, hulha, ilmenite); – Salinas (gesso e sal-gema).

A litificação é um conjunto de processos que transformam os sedimentos não consolidados em rochas sedimentares sólidas. De entre os processos de litificação é possível citar os dois mais expressivos: a compactação e a cimentação.

A compactação é o processo mais comum e que envolve a ação do peso sobre as camadas de sedimentos suprajacentes. Deste modo, à medida que os sedimentos são comprimidos pelo peso das camadas superiores, existe uma clara redução do volume dos poros. Posteriormente, com o peso de milhares de metros de outras camadas a atuar durante milhares de anos originam-se as rochas sedimentares, dispostas em estratos originariamente horizontais. Contudo, a estratificação entrecruzada também é possível, quando os períodos de sedimentação são espaçados no tempo ou devido à existência de acidentes tectónicos. O efeito de compactação tem maior visibilidade em sedimentos de partículas finas como as partículas de argila, originando por exemplo, os xistos argilosos.

Relativamente à cimentação, o processo de transformação do material em rochas sedimentares é feito pela associação do material de cimentação transportado por percolação de água através dos poros existentes entre as partículas dos sedimentos. O cimento vai precipitando sobre os grãos preenchendo os vazios e criando ligações entre as partículas. Os cimentos mais comuns são: a calcite, a sílica e o óxido de ferro.

Relativamente à sua classificação, verifica-se que existem dois grandes grupos de rochas sedimentares, concretamente:

- Rochas sedimentares detríticas, resultantes de processos erosivos e transportados na forma de partículas;
- Rochas sedimentares químicas, que se formam por precipitação química de origem orgânica ou inorgânica.

As rochas sedimentares detríticas têm como principais componentes: os minerais de argila e quartzo. Os minerais de argila são o produto mais abundante, resultante da alteração dos minerais do grupo dos silicatos, especialmente os feldspatos. E o quartzo deve a sua abundância ao facto de ser resistente a nível químico e físico.

Por norma reconhece-se o tipo de rocha detrítica mediante o tamanho das suas partículas. O tamanho das partículas de uma rocha detrítica pode ser correlacionado com a energia do meio de transporte dos sedimentos. Assim, as correntes de água e vento distribuem as partículas por tamanhos, quanto maior a força da corrente, maior será o tamanho das partículas. Os materiais como os cascalhos são transportados por correntes de rios, ondas, deslizamentos de terrenos e glaciares. No que toca a partículas que exigem uma menor energia e uma menor velocidade e ventos, como é o caso das areias, provocam a formação de dunas. Os siltes e areias depositam-se de forma lenta e as acumulações destes materiais estão normalmente associadas com águas paradas de lagos, lagoas, pântanos e ambientes marinhos profundos.

As rochas sedimentares químicas ou biogénicas resultam de materiais que são transportados em solução até lagos e mares. Estes materiais não permanecem em solução na água indefinidamente, acabando por sofrer uma precipitação orgânica ou inorgânica, depositando-se em sedimentos. Um dos exemplos mais comum de uma rocha sedimentar química é o calcário. O calcário é formado pelo mineral calcite, podendo ter origem orgânica ou inorgânica.

3.4.2.4 Rochas metamórficas

As rochas metamórficas resultam da transformação de rochas sedimentares, rochas ígneas, ou até mesmo de rochas metamórficas. O processo de metamorfismo inicia-se quando uma rocha é submetida a condições diferentes daquelas em que se formou originalmente. Por ação de agentes de metamorfismo que incluem o calor, a pressão e fluidos quimicamente ativos, produzem modificações na rocha ao nível da sua textura e composição mineral. Estas modificações ocorrem a grande profundidade, algures entre a crosta e o manto, tornando o seu estudo muito mais complexo. Além disso, constata-se que o metamorfismo pode ocorrer com um grau de baixa densidade ou pelo contrário, de grau elevado.

Quando as rochas são submetidas a ações intensas de calor e pressão direcional comportam-se de modo plástico, resultando dobras. As rochas metamórficas nunca atingem o estado de fusão, pois nesse caso estaríamos perante uma rocha ígnea.

O processo de metamorfismo pode ser de três tipos: regional, de contacto ou dinâmico (ou cataclástico).

O processo de metamorfismo regional ocorre aquando da formação de cadeias de montanhas quando grandes quantidades de rochas são submetidas a tensões de elevada intensidade e altas temperaturas associadas com os grandes níveis de deformação.

O metamorfismo de contacto dá-se quando a rocha fica perto ou em contacto com uma massa de magma, onde as altas temperaturas são a causa primária das transformações das rochas encaixantes.

O metamorfismo dinâmico ou cataclástico ocorre quando a rocha é submetida a pressões muito elevadas e bruscas como por exemplo em zonas de falhas.

As rochas metamórficas podem apresentar foliação, xistosidade ou organização, orientação, dos minerais em leitos paralelos. E alguns dos seus exemplos são: os xistos, os quartzitos, os marmoritos, os migmatitos e os gnaisses.

O agente de metamorfismo mais relevante é o calor. As rochas que se formam perto da superfície sofrem calor intenso quando uma massa de rocha derretida as atravessa num

movimento ascendente. No entanto, certas rochas formadas em ambiente superficial podem ser obrigadas a localizar-se posteriormente, a profundidades muito maiores onde as temperaturas são substancialmente superiores.

A pressão aumenta com a profundidade. Todas as rochas enterradas são submetidas à ação do peso das camadas superiores. As formações rochosas também são submetidas a pressões resultantes dos processos de formação das cadeias montanhosas. Neste caso, a pressão é direcional fazendo com que a estrutura da rocha adquira formas características visíveis, por exemplo, nos planos de xistosidade dos gnaisses e das ardósias.

Outro dos agentes de metamorfismo a considerar é a água que contém iões em solução e que é o fluído mais ativo e comum que influencia o metamorfismo. Geralmente, as rochas contêm água nos espaços porosos e esta funciona como catalisador na migração de iões. Logo, os minerais podem recristalizar em configurações mais estáveis e noutras situações, a troca de iões entre minerais através de água pode resultar na formação de minerais completamente novos.

No que se refere ao grau de metamorfismo de uma rocha, este depende da sua composição mineralógica e da sua textura. Uma rocha submetida a um grau baixo de metamorfismo torna-se mais compacta e, portanto, mais densa. Na Tabela 3.4 é possível fazer uma análise simplista entre a textura de rochas metamórficas e a sua composição.

Tabela 3.4 – Grau de metamorfismo, *Midões* (2014)

Tipo de Textura	Rocha	Descrição
Textura foliada	Ardósia	<ul style="list-style-type: none"> – Rocha de grão muito fino composta por grãos microscópicos de micas; – Resultante de metamorfismo de baixo grau em argilito e xisto argiloso.
	Xisto	<ul style="list-style-type: none"> – Rocha metamórfica mais comum, composta em grande parte por partículas visíveis; – Pode resultar também do metamorfismo do argilito e xisto argiloso mas com grau mais intenso.
	Gneisse	<ul style="list-style-type: none"> – Na maior parte dos casos com a composição do granito; – A característica principal é o aspeto de bandas muito dobradas de cores alternadas escuras e claras.
Textura não foliada	Mármore	<ul style="list-style-type: none"> – Resultado do metamorfismo do calcário; – Apresenta grandes cristais de calcite imbricados entre si; – As colorações que apresenta para além do branco resultam da presença de impurezas.
	Quartzito	<ul style="list-style-type: none"> – Rocha metamórfica comum formada a partir do arenito quartzoso; – O aspeto pode ser semelhante ao mármore, mas apresenta uma dureza muito maior.

As pressões de metamorfismo geram em alguns grãos de minerais a sua reorientação e realinhamento, perpendicularmente à direção das tensões atuantes. Todavia, nem todas as rochas metamórficas que sofreram a ação de pressões orientadas têm uma estrutura foliada.

A pressão tem uma ação muito limitada enquanto agente de metamorfismo. Quando um calcário de grão fino sofre metamorfismo, os pequenos cristais de calcite combinam-se,

formando cristais imbricados relativamente grandes. A rocha que daí resulta é um mármore, com uma aparência semelhante a uma rocha ígnea de grão grosso.

Os processos metamórficos provocam diversas modificações nas rochas, nomeadamente, o aumento da densidade, o crescimento de cristais grandes, a reorientação dos grãos minerais, podendo resultar numa aparência de bandas conhecida como foliação ou xistosidade.

3.4.3 Rocha e maciço rochoso

3.4.3.1 Considerações gerais

Um maciço rochoso é formado por um conjunto de blocos de rocha, justapostos e articulados entre si. Segundo *Hoek* (2007), um maciço rochoso pode ser definido como massas rochosas constituídas por um ou mais tipos litológicos, localizadas num determinado contexto espacial e estando afetadas por descontinuidades que conferem ao conjunto anisotropia.

De acordo com *Vallejo* (2002), num maciço rochoso importa distinguir a rocha intacta do maciço rochoso. Tal como se verifica na Figura 3-2 a rocha intacta ou matriz é a matéria-prima do maciço rochoso, sendo viável levar os seus fragmentos inteiros ao laboratório, devido ao seu tamanho. Porém, o maciço rochoso é a rocha “*in situ*”, composta por fraturas, diáclases, superfícies de estratificação e outro tipo de descontinuidades. Geralmente, estas descontinuidades apresentam-se segundo famílias paralelas a diversas superfícies quase planas, que se cortam entre si, criando blocos de material original.

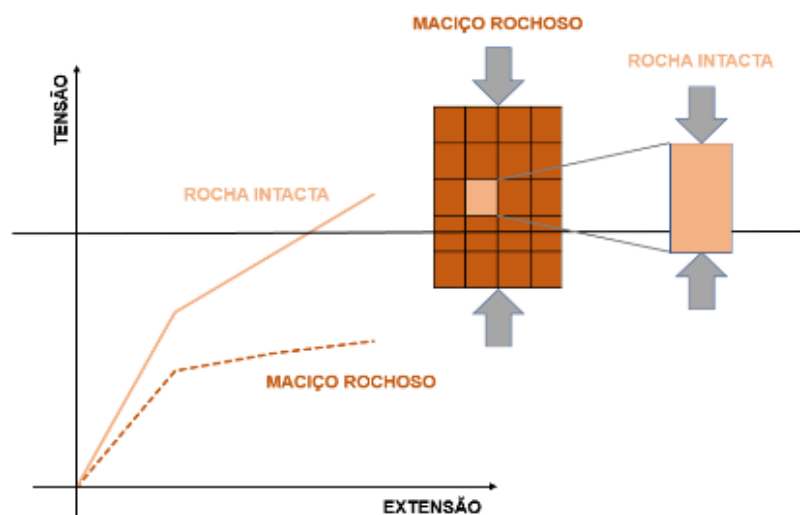


Figura 3-2 – Rocha versus maciço rochoso, adaptado *Melâneo* (2008)

O comportamento de um maciço rochoso face às solicitações que lhe são impostas pode ser variado. Este depende das condições limite das solicitações e das características da matriz rochosa, representando papel fundamental a presença de descontinuidades e seus parâmetros. De acordo com *Vallejo* (2002), a presença de descontinuidades atribui ao maciço

um verdadeiro carácter especial, concedendo-lhe características, tais como as descritas de seguida:

- Movimentos relativos de blocos dentro do maciço, que se revelam importantes quando se pretende realizar escavações;
- A infiltração de água através de caminhos escolhidos e, geralmente, de maior permeabilidade (permeabilidade fissural);
- A possibilidade de alteração da rocha através das infiltrações de água que provocam a hidratação, a dissolução e o arrastamento de fragmentos e as condições climatéricas que originam a congelação da água e a dessecação mais rápida através das fissuras, criando caminhos débeis junto das descontinuidades;
- A introdução de anisotropia no maciço rochoso.

Os maciços rochosos são tidos como heterogéneos, anisotrópicos e descontínuos e a sua complexidade encontra-se, em particular, ligada à sua evolução geológica. Porém, o facto de o maciço ser heterogéneo ou homogéneo, isotrópico ou anisotrópico, contínuo ou descontínuo, oscila mediante a escala da porção do maciço que se deseja analisar e quais as pretensões do estudo em questão.

Tal como foi supracitado, um maciço rochoso é constituído por rocha intacta e descontinuidades. Uma descontinuidade é entendida como qualquer entidade geológica que promove a interrupção da continuidade física de uma qualquer formação. Na sua grande maioria, estas entidades geológicas encontram-se associadas a planos ou a superfícies de fraqueza do maciço rochoso. Os tipos de descontinuidades mais comuns são: a falha, a superfície de estratificação, a foliação, a diáclase, a clivagem de fratura e a xistosidade.

No que respeita a descontinuidades, é usual a sua classificação quanto ao seu modo de formação, podendo ser oriundas de esforços tectónicos (compressão, corte e tração), descompressão, estratificação e xistosidade. São ainda categorizadas segundo atributos semelhantes, em termos de dimensões e propriedades de resistência de deslizamento.

Em seguida descreve-se cada um dos tipos de descontinuidade mais comuns.

3.4.3.2 Falha

A falha é uma fratura plana onde existe a evidência de um deslocamento de grandeza significativa ao longo da superfície de separação das partes, denominando-se esta última por superfície ou plano de falha.

As falhas não são tratadas como unidades planas singulares pois ocorrem como conjuntos de descontinuidades paralelas ou sub-paralelas, formando famílias ao longo das quais se regista movimento, numa maior ou menor extensão. Deste modo, facilmente se compreende que as falhas detêm diferentes escalas, localizando-se as maiores no limite das placas tectónicas. No que toca às falhas de grande escala, estas ficam localizadas nas zonas de falha e corte, de enorme extensão e têm uma influência circunscrita, tratando-se por isso de forma distinta em relação ao maciço.

3.4.3.3 Superfície de estratificação

As superfícies de estratificação são zonas de interface entre as camadas de rocha sedimentar. São descontinuidades paralelas à superfície de deposição dos sedimentos, as quais podem ou não ter uma expressão física. Estas superfícies podem gerar zonas de potencial alteração e bolsadas de água subterrânea.

3.4.3.4 Foliação

A foliação é uma propriedade que as rochas apresentam e que se manifesta pela facilidade de se fraturarem segundo planos mais ou menos paralelos. Tal propriedade é resultante de um alinhamento de minerais que possuem uma clivagem predominante, segundo uma dada direção.

3.4.3.5 Diáclase

A diáclase é o tipo mais frequente de descontinuidade nas rochas, sendo uma fratura em que não se verificou um deslocamento significativo ao longo da superfície de rotura. Geralmente, as diáclases intersectam superfícies primárias como, as superfícies de estratificação, de clivagem e de xistosidade.

Na engenharia, as diáclases são encaradas como elementos constantes dos maciços rochosos e podem ser divididas em diáclases de corte e diáclases de tração. As diáclases de corte são diáclases devidas a tensões de corte. Enquanto, as diáclases devidas à tração se denominam por diáclases de tração.

O conjunto de diáclases paralelas numa dada região formam uma família de diáclases. E o conjunto de duas ou mais famílias de diáclases numa região formam um sistema de diáclases. Acrescenta-se ainda, que duas famílias de diáclases com orientações aproximadamente normais entre si designam-se por ortogonais.

Ainda relativamente às famílias de diáclases, é muito frequente a ocorrência de três famílias principais com atitudes sensivelmente normais entre si, ocorre muitas vezes em maciços de rochas ígneas, ou mesmo em maciços sedimentares e metamórficos em que uma das famílias corresponde, respetivamente, às superfícies de estratificação e de xistosidade.

3.4.3.6 Clivagem de Fratura

A clivagem de fraturas são fraturas paralelas formadas em camadas rochosas de baixa resistência ou incompetentes, intercaladas em camadas com graus de resistência superior. Este tipo de descontinuidade forma por exemplo o xisto argiloso, que intercalado entre duas camadas de arenito de resistência muito superior ao serem dobrados, conduzem ao surgimento de superfícies de fratura oblíquas à superfície de estratificação.

3.4.3.7 Xistosidade

A xistosidade é a foliação no xisto ou em outra rocha cristalina de grão grosseiro resultante da disposição em planos paralelos dos minerais do tipo lamelar e/ou prismáticos, como por exemplo, a mica.

3.4.4 Propriedades do maciço rochoso

3.4.4.1 Considerações gerais

Relativamente aos maciços rochosos podem considerar-se diversas propriedades, enumeradas mais à frente. Sendo que as mais básicas são, designadamente, a densidade, a porosidade e o teor em água.

3.4.4.2 Tensões, deformações e deslocamentos

De acordo com *Vallejo* (2002), a deformabilidade é uma propriedade que a rocha apresenta, que lhe permite alterar a sua forma, como resposta à ação das forças que lhe são impostas, sendo considerada como um dos parâmetros mais importantes num maciço rochoso, uma vez que condiciona o comportamento do maciço.

Mediante a intensidade das forças e das características mecânicas da rocha, a deformação poderá ser permanente ou elástica. Hipoteticamente, se ocorresse a deformação elástica numa rocha, esta recuperaria a sua forma original quando as forças aplicadas deixassem de atuar. A elasticidade é uma propriedade ideal, o facto de um material se comportar elasticamente ou não, depende de fatores como: a homogeneidade, a isotropia e a continuidade.

Vallejo (2002) define a homogeneidade como sendo a medida da continuidade física de um corpo e, portanto, num material homogêneo os constituintes estão distribuídos de tal forma, que qualquer parte do corpo apresentará as propriedades representativas de todo o material.

A isotropia mede as propriedades direcionais de um material, onde o material detém propriedades iguais em qualquer direção. *Vallejo* (2002) cita também, que muitas rochas apresentam orientação preferencial das partículas e dos cristais. Estas rochas seriam anisotrópicas e reagiriam de maneira diferente às forças aplicadas em diferentes direções dependendo do grau de anisotropia.

Por fim, a continuidade tem em conta a quantidade de juntas e espaços entre os poros de um maciço rochoso. Sendo que, o grau de continuidade afeta a sua coesão e, conseqüentemente, a transmissão da distribuição de tensões através do corpo.

Todas as rochas apresentam características anisotrópicas, heterogêneas e descontínuas, pelo que não existem rochas perfeitamente elásticas.

A partir de um determinado nível de tensões, as rochas apresentam relações não lineares entre as forças aplicadas e as deformações produzidas, obtendo-se diferentes modelos de curvas tensão-extensão (σ - ϵ) para os vários tipos de rochas. *Farmer* (1968) distingue o comportamento tensão-deformação das rochas em três tipos:

- **Quase-elástico:** comportamento característico de rochas massivas, compactas e de grão fino. Estas rochas expõem propriedades de um material elástico frágil, apresentando um comportamento tensão-deformação quase linear até o ponto de rotura. As rochas ígneas hipoabissais, extrusivas e algumas rochas metamórficas de grão fino constituem exemplos de rochas com este tipo de comportamento.
- **Semi-elástico:** comportamento característico de rochas que apresentam uma relação tensão-deformação, na qual a inclinação da curva, que seria equivalente ao módulo de deformabilidade com condições de carregamento definido, decresce com o incremento das tensões. Estas rochas têm porosidade baixa e coesão em níveis razoáveis, como as rochas ígneas de grão mais grosso e rochas sedimentares compactas de grão fino.
- **Não-elástico:** comportamento onde a curva tensão-deformação, geralmente, exhibe uma zona inicial caracterizada por um incremento da inclinação, conforme é aumentado o carregamento o qual indica que a rocha começa passar por um processo de compactação e fechamento das fissuras, antes que ocorra alguma deformação quase linear. Estas rochas são rochas menos coesivas, com porosidade alta. Exemplo disso, são as rochas sedimentares de dureza baixa.

Os investigadores *Vallejo* (2002), *Goodman* (1989), *Brandy & Brown* (1994) classificam o comportamento tensão-deformação de uma rocha, mediante aquilo que acontece quando o carregamento aplicado supera a tensão máxima que uma rocha pode suportar em certas condições de carregamento do material.

Assim, uma rocha apresenta um comportamento frágil, quando a sua resistência diminui drasticamente até aos valores próximos de zero e inclusive.

Uma rocha apresenta um comportamento frágil-dúctil ou parcialmente frágil, quando a sua resistência diminui até certo valor, depois de ter alcançado valores importantes de deformação. Este caso acontece em descontinuidades rochosas e materiais argilosos pré-adensados.

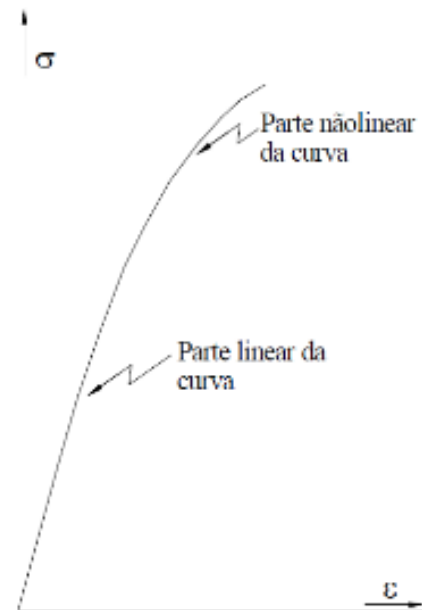


Figura 3-3 – Curva generalizada tensão-deformação para rochas de *Farmer* (1968)

O comportamento de uma rocha é dúctil, se a sua deformação é contínua, aumentando, sem que aconteça perda de resistência, isto é, a resistência mantém-se constante mesmo após grandes deformações. Este tipo de comportamento é visível em materiais brandos.

De forma generalizada, os principais tipos de comportamentos de tensão-deformação das rochas, podem ser transpostos para a curva Figura 3-3.

A curva generalizada tensão-deformação para rochas de *Farmer* (1968) representa o comportamento de uma rocha quando submetida a um ensaio de compressão uniaxial ou de compressão simples. Esta curva apresenta uma zona aproximadamente linear de inclinação máxima, passando a ter um comportamento não linear, quando são incrementadas tensões e é atingida a resistência máxima. Na zona elástica, ou seja, a parte mais linear da curva, a deformação é proporcional à tensão, podendo ser representada pela seguinte expressão:

$$E = \frac{\sigma_{axial}}{\varepsilon_{axial}} \quad (1)$$

Em que, E é o módulo de elasticidade, σ_{axial} é a tensão axial aplicada e ε_{axial} é a deformação na mesma direção da força aplicada.

Quando se pretende definir elasticamente um material é necessário analisar pelo menos duas das constantes seguintes: E , ν , λ , G e K , sendo E o módulo de deformabilidade, ν o coeficiente de *Poisson*, λ o coeficiente de *Lamé*, G o módulo de cisalhamento e K o módulo de *Bulk*. Em rochas, é recomendado o uso de E e ν .

Relativamente ao módulo de deformabilidade das rochas, existem diversos fatores que o influenciam. Como por exemplo:

- Defeitos na rocha – juntas, fissuras ou vazios;
- Estrutura petrográfica – resistência interna das partículas minerais individuais;
- Resistência das ligações entre os grãos minerais na matriz rochosa;
- Orientação e mergulho da formação rochosa e das estruturas geológicas que a afetam;
- Grau de intemperismo e alteração da rocha;
- Propriedades elásticas e plásticas;
- Grau de anisotropia;
- Direção e magnitude das cargas atuantes na rocha;
- Grau de compressão ou descompressão;
- Índice de vazios e porosidade;
- Grau de saturação;
- Tempo;
- Estado de internas dentro do maciço rochoso.

Existem ainda, outros fatores de caráter secundário, como por exemplo:

- Temperatura;
- Efeitos vibratórios;
- Juntas e fissuras produzidas por detonação, em caso de escavação ou perfuração na rocha e fatores sísmicos.

Além destes fatores, também a origem da rocha constitui um fator importante para a sua deformabilidade. Em rochas extrusivas, como o basalto, o módulo de deformabilidade é superior ao de uma rocha intrusiva, como o granito.

Para a caracterização de um maciço rochoso é fundamental o estudo da sua deformabilidade. No entanto, uma amostra de rocha intacta em laboratório é muito menor que um maciço rochoso, e na maioria das vezes contém um certo número de planos de fraqueza. É por esta razão que o comportamento mecânico do maciço rochoso é bastante diferente do daquele que é ensaiado no laboratório. Além disso, na determinação dos parâmetros que caracterizam os maciços rochosos torna-se evidente considerar:

- Estimar os valores *in situ* dos resultados obtidos no laboratório;
- Empregar correlações empíricas;
- Executar ensaios *in situ*.

Ainda relativamente à deformabilidade, compreende-se que as deformações são deslocamentos unitários provocados pelas tensões. Torna-se assim fundamental o conhecimento do estado de tensões nos maciços rochosos.

Geralmente, problemas relacionados com as tensões aumentam conforme a profundidade, no entanto, também as escavações a pouca profundidade podem ser problemáticas devido às grandes tensões horizontais.

Na realidade, uma rocha em profundidade encontra-se submetida a um estado de tensões axial e radiais – estado de tensão triaxial. A sua resistência à compressão é mais elevada em condições triaxiais, sendo que o comportamento da rocha em compressão triaxial se altera com a pressão de confinamento. Assim, a resistência máxima aumenta, o seu comportamento após a máxima tensão atingida passa gradualmente de frágil a dúctil e o domínio elástico é o mesmo que em compressão uniaxial.

As tensões *in situ* podem ser classificadas em tensões naturais ou tensões induzidas. As tensões naturais são aquelas que são intrínsecas à própria rocha, induzidas por alguma condicionante, como por exemplo, o efeito gravitacional. Enquanto, as tensões induzidas encontram-se associadas a perturbações artificiais, como escavações.

Quanto às tensões naturais, ainda podem ser divididas em tensões gravitacionais, tensões tectónicas e tensões residuais.

As tensões gravitacionais são o resultado do peso da coluna da rocha sobrejacente, por unidade de área num ponto específico no maciço rochoso. A componente de tensão vertical, σ_v , é normalmente em função da profundidade e de acordo com a equação seguinte:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (2)$$

Onde, γ é o peso específico e z é a profundidade ou espessura do material.

As tensões tectónicas são tensões associadas a diversos ambientes e fenómenos com origem no movimento relativo das placas tectónicas. Estas tensões podem ser ativas, se devido ao continuo movimento das placas, ou remanescentes, se ocorrem devido a eventos tectónicos passados os quais continuam parcialmente ativados por processos naturais.

Por fim, as tensões residuais são o resultado do estado de tensões que permanecem no maciço rochoso, mesmo depois do mecanismo original ter findado.

No que toca às tensões induzidas, estas são geradas pela redistribuição das tensões primárias causadas pela perturbação. A perturbação pode resultar de um acontecimento natural, como a mudança das condições do meio, ou ser causada por atividades humanas, como a escavação.

Assim, as condições geológicas e morfológicas numa zona podem modificar os campos tensionais gravitacionais e a direção e magnitude das tensões. Estas condições podem então,

originar anisotropias tensionais ou estado de tensões anisótropas. *Vallejo* (2002) reuniu os principais fatores que geram estas tensões e que se identificam em seguida:

- Presença de falhas, dobras, diques e outras anisotropias estruturais;
- Processos de carregamento ou descarregamento de materiais, como a erosão, a sedimentação, os processos glaciais, *etc.*;
- Vales profundos e zonas de *relevé* acidentado;
- Processos vulcânicos.

3.4.4.3 Resistência à compressão, ao corte e à tração

Regra geral as rochas exibem fraca resistência à tração. Tal acontece devido às microfissuras preexistentes. Para obter o valor da resistência à tração de uma rocha são utilizados vários ensaios, sendo o mais frequente, o ensaio de tração direta ou ensaio brasileiro.

Relativamente, à resistência ao corte, a rocha resiste através de dois mecanismos internos – a coesão e o ângulo de atrito interno. A coesão é a medida das ligações internas da rocha e o ângulo de atrito interno é o resultado do contacto entre as partículas. Em termos de ensaios, o valor da resistência ao corte é determinado pelo ensaio de corte direto e por ensaios de compressão triaxial.

A resistência à compressão, ao corte e à tração são parâmetros de grande importância, uma vez que a rocha rompe por tensões de tração e de corte, ainda que o carregamento seja de compressão. Teoricamente, estas três resistências encontram-se intrinsecamente ligadas.

No que toca à compressão, as rochas exibem uma resistência bastante elevada e por isso a sua rotura por compressão pura é muito rara. Na Tabela 3.5 é possível comparar para diferentes rochas as suas resistências à compressão e à tração.

Tabela 3.5 – Resistências à compressão e tração de algumas rochas, adaptado *Melâneo* (2008)

Rocha	Resistência à Compressão Uniaxial [MPa]	Resistência à Tração [MPa]
Granito	100 – 300	7 – 25
Dolerito	100 – 350	7 – 30
Gabro	150 – 250	7 – 30
Basalto	100 – 350	10 – 30
Grés	20 – 170	4 – 25
Xisto	5 – 100	2 – 10
Dolomite	20 – 120	6 – 15
Calcário	30 – 250	6 – 25
Gneisse	100 – 250	7 – 20
Ardósia	50 – 180	7 – 20
Mármore	50 – 200	7 – 20
Quartzito	150 – 300	5 – 20

3.4.4.4 Propriedades físicas e mecânicas

Tal como referido anteriormente, os maciços rochosos exibem três propriedades básicas: a densidade, a porosidade e o teor em água. Na Tabela 3.6 sintetizam-se as principais propriedades físicas e mecânicas das rochas.

Tabela 3.6 – Propriedades Físicas e Mecânicas das Rochas, Fernandes (2012)

Propriedade	Descrição
Peso volúmico (γ)	<ul style="list-style-type: none"> – Peso da unidade de volume da rocha; – Razão entre o peso total da amostra de rocha e o seu volume total.
Teor em água	<ul style="list-style-type: none"> – Razão entre o volume de água e volume de rocha.
Porosidade (n)	<ul style="list-style-type: none"> – Quantidade de vazios existente na rocha; – Razão entre o volume de vazios de uma amostra de rocha e o seu volume total; – Determinada em laboratório.
Coefficiente de permeabilidade (k)	<ul style="list-style-type: none"> – Facilidade de escoamento da água através de um meio contínuo; – Determinada por ensaios de permeabilidade “<i>in situ</i>”.
Resistência	<ul style="list-style-type: none"> – A resistência da rocha é determinada habitualmente em laboratório pelo ensaio de carga pontual ou pelo ensaio de compressão simples; – No campo é determinada pelo esclerómetro ou pelo martelo de <i>Schmidt</i>.

A título de exemplo, importa referir que a densidade seca de uma rocha situa-se entre 2,5 e 2,8 g/cm³. Uma forte densidade corresponde a uma fraca porosidade.

A porosidade apresenta-se fraca em rochas cristalinas, como o granito, que é inferior a 5%. Mas pode ser forte em rochas sedimentares clásticas, como o grés, onde pode atingir valores até aos 50%. Além disso, a porosidade também afeta a permeabilidade.

A permeabilidade é a capacidade de um material transmitir fluidos. O valor desta propriedade é obtido através da lei de *Darcy*. Nas rochas, a permeabilidade é controlada pela porosidade, que é baixa. E nos maciços rochosos, o escoamento concentra-se nas fissuras.

Quanto ao teor em água, este depende do grau de saturação. A rocha quando húmida, tende a apresentar resistência ligeiramente mais fraca.

Para além das propriedades “standard” acima referidas, existem outras propriedades, como a dureza e a abrasividade.

A dureza é a capacidade que a rocha apresenta que lhe permite resistir a uma deformação permanente. Na rocha depende da composição mineral e da sua densidade.

A abrasividade mede a abrasão da rocha relativamente a outros materiais, por exemplo, o aço. É fortemente influenciada pela presença do quartzo na rocha – quanto maior o teor em quartzo, maior é a sua abrasividade.

3.5 Mecânica dos solos

3.5.1 Origem e Formação dos solos

Os solos têm origem na decomposição das rochas da crosta terrestre, isto é, são matéria mineral sólida e descontínua que resulta de fenómenos de alteração das rochas da crosta terrestre.

De forma simplista, os solos resultam da desintegração e decomposição da rocha superficial ou mais próxima da superfície. Esta desintegração e decomposição é desencadeada por agentes físicos e químicos, como as variações de temperatura, o vento, a chuva; ou a presença da fauna e da flora que promovem o ataque químico, através da carbonatação, hidratação e oxidação.

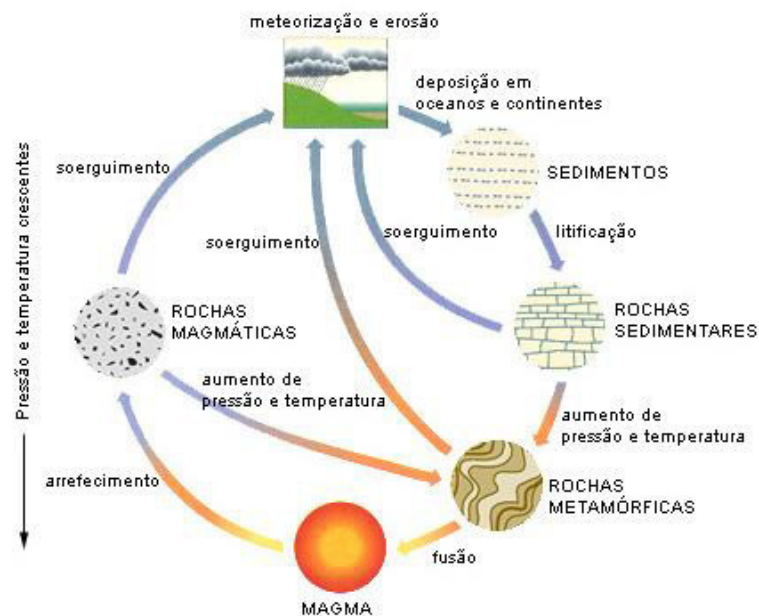


Figura 3-4 – Ciclo litológico simplificado, proposto por James Hutton há mais de 200 anos, adaptado Press, F. & Siever, R. (1997)

Os processos que provocam a meteorização e erosão das rochas podem ser divididos em processos físicos ou mecânicos, e processos químicos. Os processos físicos são aqueles em que ocorre a fracturação da rocha, com alívio de tensões, e se vão formando blocos sucessivamente mais pequenos. Os processos químicos são devidos graças à ação da água e de agentes biológicos que reagem com os componentes da rocha, e que despoletam a sua desagregação.

3.5.2 Perfil Genérico de um solo

De acordo com a *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMGE), os solos podem ser descritos de solos sãos a solos residuais, tal como se descreve de seguida:

- **São:** Solo sem sinais visíveis de alteração, com eventual ligeira descoloração das maiores superfícies de descontinuidade;
- **Levemente alterado:** Solo cuja descoloração evidencia a alteração do material rocha e das superfícies de descontinuidades. Superficialmente, o material pode apresentar-se descolorado por alteração e mostrar-se mais fraco do que o material são;
- **Moderadamente alterado:** Solo no qual menos de metade do material rocha está decomposto e ou desintegrado em solo. Por norma, encontram-se dispersas porções de rocha sã ou descolorida;
- **Muito alterado:** Solo no qual mais de metade do material rocha se encontra decomposto e ou desintegrado em solo. Por norma, encontram dispersas porções de rocha sã ou descolorida;
- **Completamente alterado:** Solo no qual todo o material rocha se encontra decomposto e ou desintegrado em solo e a estrutura da massa original mantém-se quase intacta;
- **Solo residual:** Solo no qual todo o material rocha se encontra transformado em solo. A estrutura da massa original e a fábrica do material estão destruídas e existe uma enorme alteração volumétrica, mas a maior parte do solo não foi removida.

Geralmente, os solos também são classificados quanto à sua origem, podendo assumir as seguintes designações:

- Solos residuais;
- Solos transportados;
- Solos orgânicos.

Os solos residuais são solos que se conservam no mesmo local de decomposição da rocha que lhes deu origem. Para que tal aconteça, a velocidade de remoção do solo tem que ser menor que a velocidade de decomposição da rocha. Neste caso, a rocha que mantém as características originais (rocha sã) é a que ocorre em profundidade.

Quanto mais próximo da superfície do terreno, maior é a alteração da rocha. Sobre a rocha sã encontra-se a camada de rocha alterada, geralmente, muito fraturada e que permite um grande fluxo de água através das descontinuidades.

Os solos transportados são os solos que são levados do seu local de origem por um agente de transporte e que posteriormente, acabam depositados noutra local. Por norma os agentes

de transporte são o vento, a água, a água dos oceanos e mares. Podem ainda ser classificados consoante o modo de transporte: glaciares, aluvionares, lacustres, marinhos, eluvionares e coluvionares.

Os solos orgânicos são solos impregnados por sedimentos orgânicos preexistentes, nomeadamente, misturas de restos animais e vegetais. São por isso, solos de cor escura e cheiro forte. As turfas são solos em estado avançado de decomposição, onde não se aplicam as teorias da mecânica dos solos.

3.5.3 Caracterização dos solos

3.5.3.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica é um estudo que se baseia na determinação dos diâmetros equivalentes das diversas partículas constitutivas do solo.

Geralmente, obtém-se o diâmetro equivalente dos grãos de solo passando-os através de uma série de peneiros de malha normalizada e sucessivamente muito apertada. Posteriormente, o material retido em cada peneiro é pesado e verifica-se qual a percentagem que representa, em relação ao peso total. Deste modo, identificam-se partículas cujos diâmetros são superiores a 0,075mm, que é a menor abertura do peneiro disponível.

Quando os grãos apresentam um diâmetro inferior àquele, é utilizado um outro processo, denominado sedimentação. Neste método, o solo é misturado com água destilada, desenvolvendo-se o processo de sedimentação das partículas, conforme a lei de *Stokes*. Por fim, mede-se a densidade do líquido em vários intervalos de tempo.

As dimensões das partículas do solo são muito variáveis, por ordem decrescente de partículas tem-se: pedra, calhau, seixo ou cascalho, areia, silte e argila. O solo é designado conforme o tamanho predominante dos seus grãos. Além disso, as características e o comportamento dos solos são determinados pelo tamanho das suas partículas (Tabela 3.7).

Tabela 3.7 – Especificação E-219 Prospeção geotécnica de terrenos: vocabulário. As diferentes frações granulométricas dos solos

Argila	Silte			Areia			Seixo ou Cascalho			Calhau	Pedra
	fino	médio	grosso	fina	média	grossa	fino	médio	grosso		
0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2,0	6,0	20	60	150 [mm]	

A título informativo, no que respeita às frações granulométricas, *Terzaghi* decidiu adotar a seguinte classificação:

- Grãos > 0,06 mm – Frações muito grossas e grossas;

- 0,06 mm < Grãos < 0,002 mm – Fração fina;
- Grãos < 0,002 mm – Fração muito fina.

3.5.3.2 Curva de Distribuição granulométrica

A curva granulométrica é o modo mais comum de representar os resultados obtidos nos ensaios de peneiração e sedimentação, referidos no subcapítulo anterior. Esta análise é feita graficamente, mediante uma curva granulométrica, traçada por pontos num diagrama semi-logarítmico, conforme se ilustra na Figura 3-5.

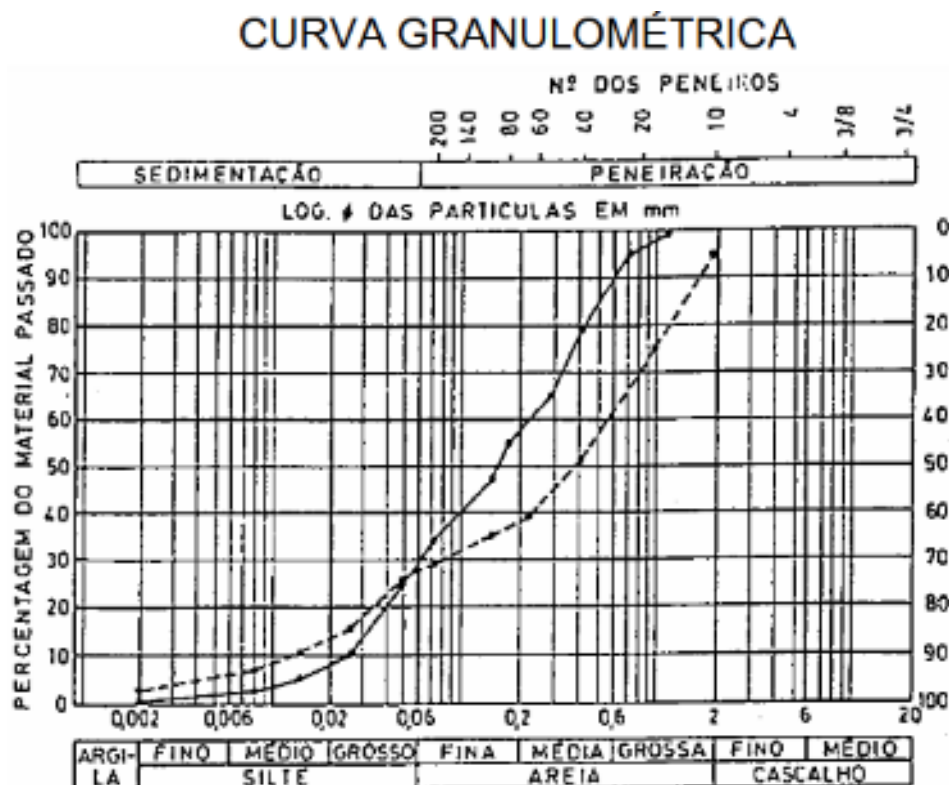


Figura 3-5 – Curva granulométrica de dois tipos de solo, *Geotecnia e Fundações, Arquitectura. Capítulo 1 Dos Sólidos aos Solos (2017)*

Na curva granulométrica, no eixo das abscissas são marcados os logarítmicos das dimensões das partículas e no eixo das ordenadas as percentagens em massa dos grãos de diâmetros inferiores aos da abcissa correspondente.

Um solo deve ser classificado de acordo com o seu comportamento e não pela predominância de grãos de um determinado tamanho.

Com vista a uma melhor identificação das características de uniformidade e graduação dos solos foram definidos certos índices, apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Índice de graduação dos solos , *Geotecnia e Fundações, Arquitectura. Capítulo 1 Dos Sólidos aos Solos (2017)*

Índice de graduação dos solos	Conceito
Diâmetro efetivo (D_{10})	– Solo com 10% em peso de partículas com dimensões inferiores a D_{10} (parâmetro correlacionável com o coeficiente de permeabilidade dos solos).
Coeficiente de Uniformidade ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$)	– Indica a variedade de dimensões que as partículas de um dado solo possuem: <ul style="list-style-type: none"> ○ $C_u > 4$ a 6, corresponde a um solo “bem graduado”; ○ $C_u = 1$, corresponde a um solo “uniforme”; ○ $C_u < 1$, corresponde a um solo “pobre” ou “mal graduado”. – D_{30} e D_{60} representam diâmetros correspondentes a 30% e 60% em peso total das partículas menores do que eles.
Coeficiente de Curvatura ($C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10}D_{60}}$)	– Indica a forma da curva granulométrica entre D_{60} e D_{10} . Se entre estes diâmetros a curva tiver uma evolução suave, C_c estará compreendido entre 1 e 3, e o solo será bem graduado.

A forma da curva granulométrica pode indicar diferentes tipos de granulometria. Quanto à distribuição do tamanho, um solo pode ter os seguintes tipos de granulometria:

- Granulometria extensa – se existem partículas de várias dimensões;
- Granulometria uniforme – se todas as partículas têm dimensões semelhantes.

Além disso, um solo pode apresentar-se:

- Bem graduado: se todas as dimensões estão presentes;
- Mal graduado: se há algumas dimensões ausentes.

No caso dos solos granulares, como os siltes, o seu comportamento é mais fácil de ser identificado através das suas curvas granulométricas. No entanto, o mesmo não acontece com solos finos, pois a curva granulométrica não expressa o comportamento do material. É então necessário analisar a sua origem, a forma e o tamanho dos grãos.

3.5.3.3 Características Físicas

Tal como referido no subcapítulo anterior, o solo é constituído por um conjunto de vazios, que podem ser preenchidos por água e ar nos espaços intermédios. Tanto a água como o ar contidos entre as partículas de um solo influenciam consideravelmente as suas propriedades.

Assim, o solo é constituído por três fases: sólida (os grãos), líquida (a água) e gasosa (o ar), dependendo o seu comportamento da quantidade relativa de cada uma das fases.

O cálculo do índice físico de um solo é a relação entre os volumes, ou entre as massas, ou a entre massa e o volume das fases constituintes de um solo. Quanto ao ar, a sua massa específica é muito pequena, quando comparada com a massa específica da água e dos grãos razão pela qual não é tida em consideração neste cálculo.

Na relação entre massas, o teor de humidade do solo é calculado através da relação entre a massa de água e a massa de sólidos existentes num mesmo volume de solo. Este valor é obtido em laboratório através da retirada dos pesos do solo no estado natural e após secagem em estufa.

Quando para o cálculo do índice físico de um solo é utilizada a relação entre volumes, são definidas relações entre volumes da porosidade, do índice de vazios e do grau de saturação.

Na relação entre massa e volume, definem-se a massa específica do solo e a massa específica das partículas.

Ainda para a identificação do estado do solo, é necessário apurar os valores dos índices da tabela seguinte, que correlacionam os pesos e os volumes das três fases.

Tabela 3.9 – Características físicas – Definições, Fernandes (2012)

Índice	Definição
Teor em água	<ul style="list-style-type: none"> – Relação entre o peso da água e o peso dos sólidos; – Obtém-se pelo seguinte processo: <ul style="list-style-type: none"> ○ Pesa-se o solo no seu estado natural ○ Seca-se o solo em estufa até o seu peso ser constante; ○ Nova pesagem do solo
Índice de vazios (e)	<ul style="list-style-type: none"> – Relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas; – Valor é obtido a partir de outros índices.
Porosidade (n)	<ul style="list-style-type: none"> – Relação entre o volume de vazios e o volume total.
Grau de saturação (s)	<ul style="list-style-type: none"> – Relação entre o volume da água e o volume de vazios.
Peso Específico dos Sólidos (G_s)	<ul style="list-style-type: none"> – Relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume.
Peso específico da água	<ul style="list-style-type: none"> – Adotado o valor 1,0 g/cm³.
Peso específico aparente húmido (γ)	<ul style="list-style-type: none"> – Relação entre o peso total do solo e o seu volume total.
Peso específico aparente seco (γ_s)	<ul style="list-style-type: none"> – Relação entre o peso dos sólidos e o volume total; – Corresponde ao peso específico que o solo teria se ficasse seco sem existir a variação de volume; – Calculado a partir do peso específico húmido e da humidade.
Peso específico aparente saturado (γ_{sat})	<ul style="list-style-type: none"> – Corresponde ao peso específico do solo se ficasse saturado sem ocorrer a variação de volume.
Peso específico submerso (γ_{sub})	<ul style="list-style-type: none"> – Peso específico efetivo do solo quando submerso; – Utiliza-se nos cálculos de tensões efetivas; <ul style="list-style-type: none"> ○ Valor do peso específico húmido menos o peso específico da água.

As massas específicas do solo e dos sólidos e o teor de humidade são índices físicos calculados em laboratório. Os restantes índices são obtidos através de fórmulas.

3.5.3.4 Limites de consistência ou de Atterberg

Terzaghi (1967) definiu a consistência como sendo o grau de adesão entre as partículas e a resistência oferecida às forças que tendem a deformar ou romper a massa desse solo.

Os limites de consistência são uma alternativa aos ensaios de sedimentação. Foram estabelecidos por *Atterberg* em 1908, com o intuito de caracterizar as mudanças entre os

estados de consistência do solo. Mais tarde *Casagrande* padronizou os ensaios utilizados na determinação destes mesmos limites.

O objetivo destes ensaios é definir os valores limite convencionais de teor em água, que marcam fronteiras de comportamento, como a passagem do estado semissólido para o estado plástico e do estado plástico para o estado líquido. Contudo, torna-se difícil estabelecer um critério para delimitar estas fronteiras, uma vez que a passagem de um estado para outro é gradual. Além disso, estes limites são apenas aplicáveis a materiais plásticos.

Como se pode observar na Figura 3-6, o solo comporta-se mecanicamente de uma forma diferente, mediante os diferentes estados.

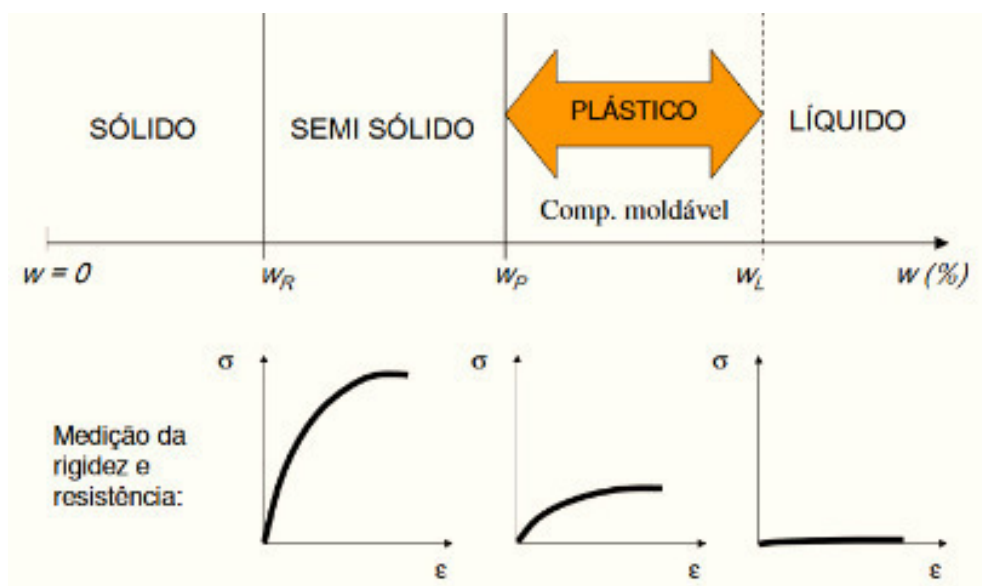


Figura 3-6 – Relação entre os diferentes estados do solo e a sua rigidez e resistência, *Geotecnia e Fundações, Arquitectura. Capítulo 1 Dos Sólidos aos Solos* (2017)

No caso do teor em água de um solo coesivo ser muito elevada, apresentando-se como um fluido denso, então o solo encontra-se no estado líquido. Neste estado o solo quase não apresenta resistência ao corte.

À medida que o solo perde a água, o solo coesivo endurece, ou fica mais viscoso. A partir de um certo teor em água – Limite de Liquidez –, o solo perde a sua capacidade de fluir, podendo ser moldado facilmente, conservando a sua forma. Encontrando-se no estado plástico.

Posteriormente, com a continuação da perda de humidade, vai perdendo a sua capacidade de ser moldado, sendo que a partir de um certo teor de humidade – Limite de Plasticidade – a amostra começa a fraturar-se, sem que seja possível moldá-la. O solo atinge assim o seu estado semissólido, tendo uma aparência sólida, com redução de volume enquanto continua a secar.

a) Limite de Liquidez (LL)

O limite de liquidez é o teor em água obtido no aparelho de *Casagrande*. Este aparelho consiste num prato côncavo preenchido com uma pasta de solo, no qual é traçado um rasgo que se volta a unir numa distância de 1 cm após 25 ressaltos (Figura 3-7).

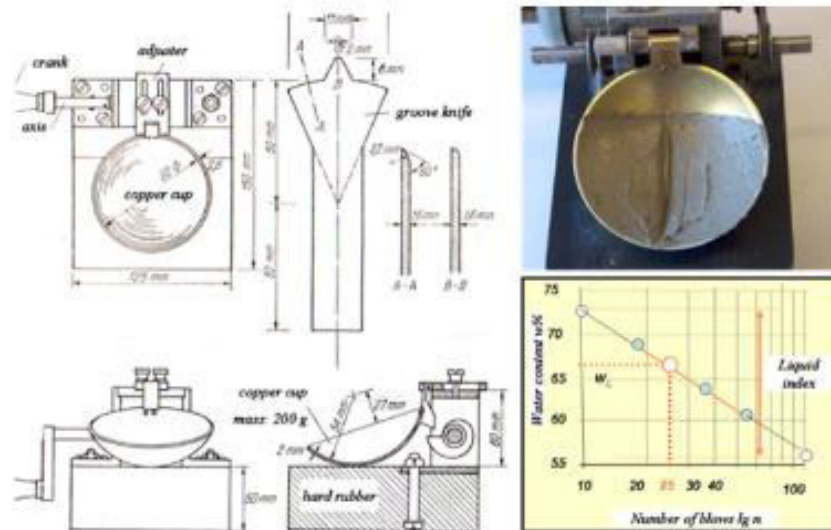


Figura 3-7 – Determinação do Limite de Liquidez usando o aparelho de Casagrande, *Physical properties of soils* (2017)

b) Limite de Plasticidade (LP)

O limite de plasticidade é o teor em água de um cilindro de solo, o qual se separa para um diâmetro de 3 mm. Caso o cilindro se parta com menos de 3 mm, tem água a mais e o ensaio deve repetir-se com menos água. No entanto, se o cilindro se partir com o diâmetro superior a 3 mm, o ensaio deverá repetir-se com um teor de água superior (Figura 3-8).

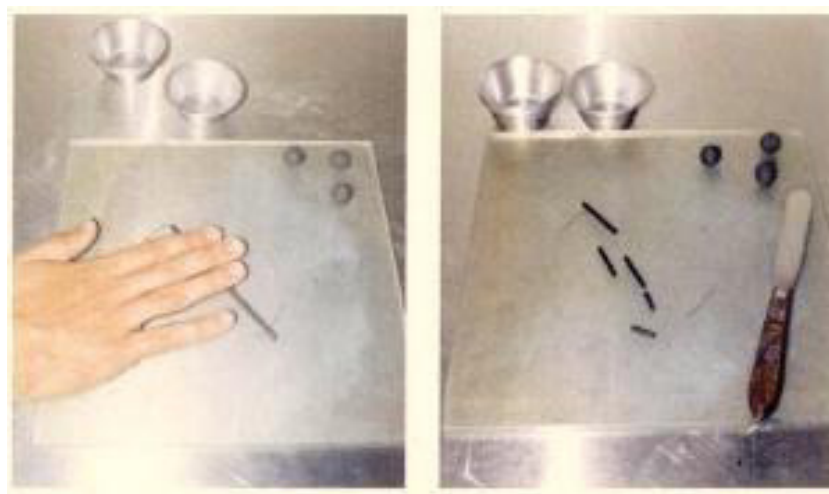


Figura 3-8 – Determinação do Limite de Plasticidade, *Physical properties of soils* (2017)

c) Índice de plasticidade (I_p)

O índice de plasticidade não é mais do que a diferença numérica entre os dois limites anteriores, limite de liquidez menos o limite de plasticidade, $LL - LP$. É um valor expresso em percentagem.

d) Limite de Retração (LR)

O limite de retração é o teor em água onde ocorre a passagem do estado de consistência sólida para semi sólida, ou, por outras palavras, o máximo de teor em água, a partir do qual uma redução do teor em água não ocasiona a diminuição do volume do solo.

3.5.4 Classificação dos Solos**3.5.4.1 Sistema de Classificação Unificada de Solos**

Graças à grande diversidade e diferença de desempenho apresentada pelos diversos tipos de solo, foi necessário assegurar o seu agrupamento em grupos distintos.

Para que exista uma classificação efetiva dos solos é preciso considerar a sua origem. Porém, tal classificação depende da natureza das rochas, do clima, dos agentes de transporte, da topografia da região e dos processos orgânicos ocorridos.

A elaboração de um sistema de classificação de solos envolve conhecimentos qualitativos e quantitativos existentes ao longo do tempo e a acumulação de informações e correção de distorções. Até que num mesmo grupo se possam colocar solos com características semelhantes.

Em solos cuja fração fina seja considerável, torna-se mais fácil estabelecer uma classificação fundada nos limites de *Atterberg*, do que em relação à granulometria. Em contrapartida, em solos misto, onde a abundância de frações finas é semelhante à de frações grossas, a classificação é feita com base na sua granulometria e no índice de plasticidade.

Um dos sistemas mais utilizado é o denominado Sistema de Classificação Unificada de Solos, *Unified Soil Classification System*, idealizado por *Casagrande*. Esta classificação é destinada a direcionar a utilização dos solos com materiais de aterro, em aterros para estradas, aeródromos, barragens de terra, *etc.*, e divide os solos em 15 grupos, divisão feita com base nas respetivas características de identificação – composição granulométrica e limites de consistência.

Este sistema é bastante útil pois resulta de um elevado número de obras, possibilitando a associação de cada um dos grupos de solos referidos a determinados comportamentos, mais ou menos desejáveis para diversos fins.

Assim, na fase de estudo de uma determinada obra de aterro é possível escolher de entre os solos que se apresentam como passíveis de utilizar, aqueles que melhor correspondem às exigências daquela. Na tabela seguinte, apresentam-se as tendências de comportamento dos grupos da Classificação Unificada de Solos, quando usados em obras de aterro.

Tabela 3.10 – Tendências de comportamento dos grupos da Classificação Unificada de Solos, quando utilizados em obras de aterro, *Lambe* (1969)

Símbolo do grupo	Nome do grupo	Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
GW	Cascalho bem graduado	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
GP	Cascalho mal graduado	Muito permeável	Boa	Desprezável	Boa
GM	Cascalho siltoso	Semi permeável a permeável	Boa	Desprezável	Boa
GC	Cascalho argiloso	Impermeável	Boa a razoável	Muito baixa	Boa
SW	Areia bem graduada	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
SP	Areia mal graduada	Permeável	Boa	Muito baixa	Razoável
SM	Areia siltosa	Semi permeável a impermeável	Boa	Baixa	Razoável
SC	Areia argilosa	Impermeável	Boa a razoável	Baixa	Razoável
ML	Silte	Semi permeável a impermeável	Razoável	Média	Razoável
CL	Argila magra	Impermeável	Razoável	Média	Boa a razoável
OL	Argila orgânica Silte orgânico	Semi permeável a impermeável	Má	Média	Razoável
MH	Silte elástico	Semi permeável a impermeável	Razoável a má	Alta	Má
CH	Argila gorda	Impermeável	Má	Alta	Má
OH	Argila orgânica Silte orgânico	Impermeável	Má	Alta	Má
Pt	Turfa	---	---	---	---

3.6 A geologia em Portugal

3.6.1 Considerações Gerais

Em termos de geologia, Portugal Continental pode ser dividido em três unidades principais, quer do ponto de vista cronológico, quer em relação à estrutura dos terrenos. Essas unidades morfoestruturais enumeram-se de seguida:

- Formações do Maciço Hespérico;
- Orla Mesocenozóica Ocidental ou Lusitana e Orla Meridional ou Algarvia;
- Bacia Cenozóica do Tejo e do Sado.

A título de exemplo, apresentam-se o esquema Tectono-Estratigráfico de Portugal e a Carta Geológica de Portugal (Figura 3-9 e Figura 3-10).

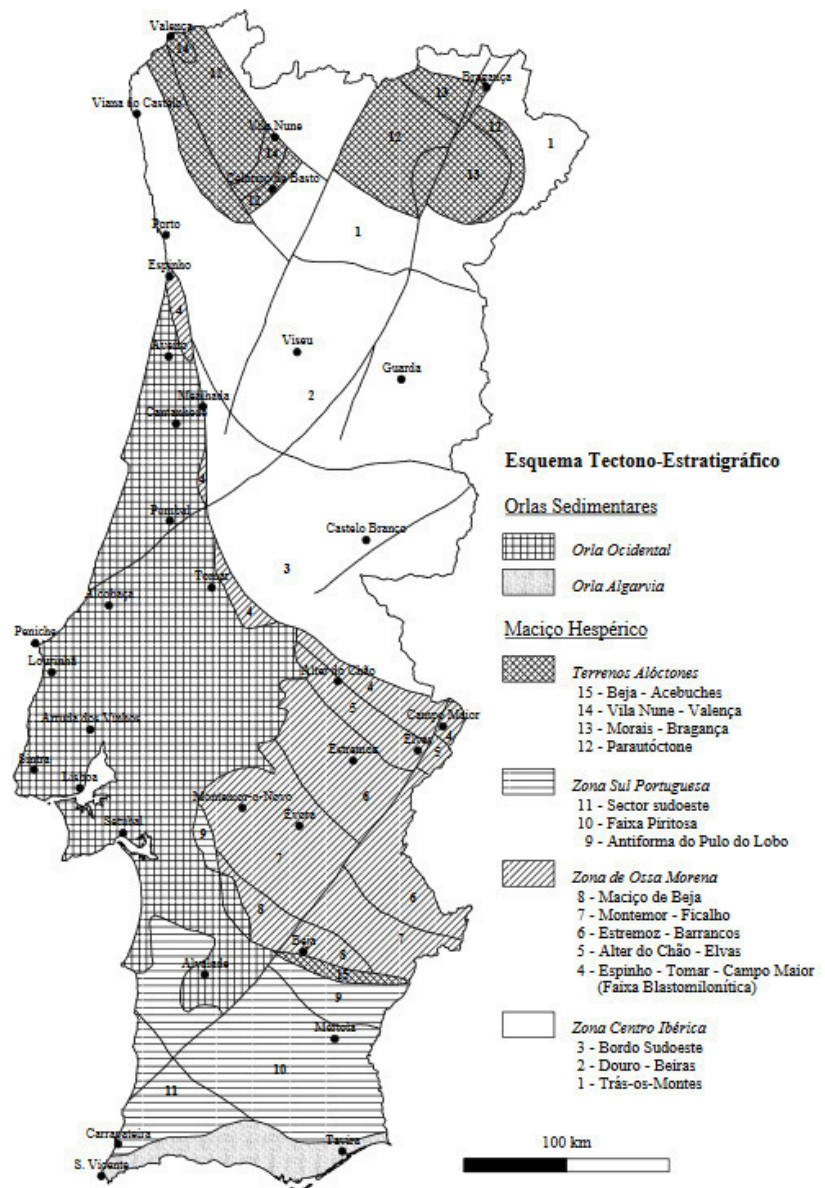


Figura 3-9 – Esquema Tectono-Estratigráfico de Portugal, adaptado Carta Geológica de Portugal (1992)

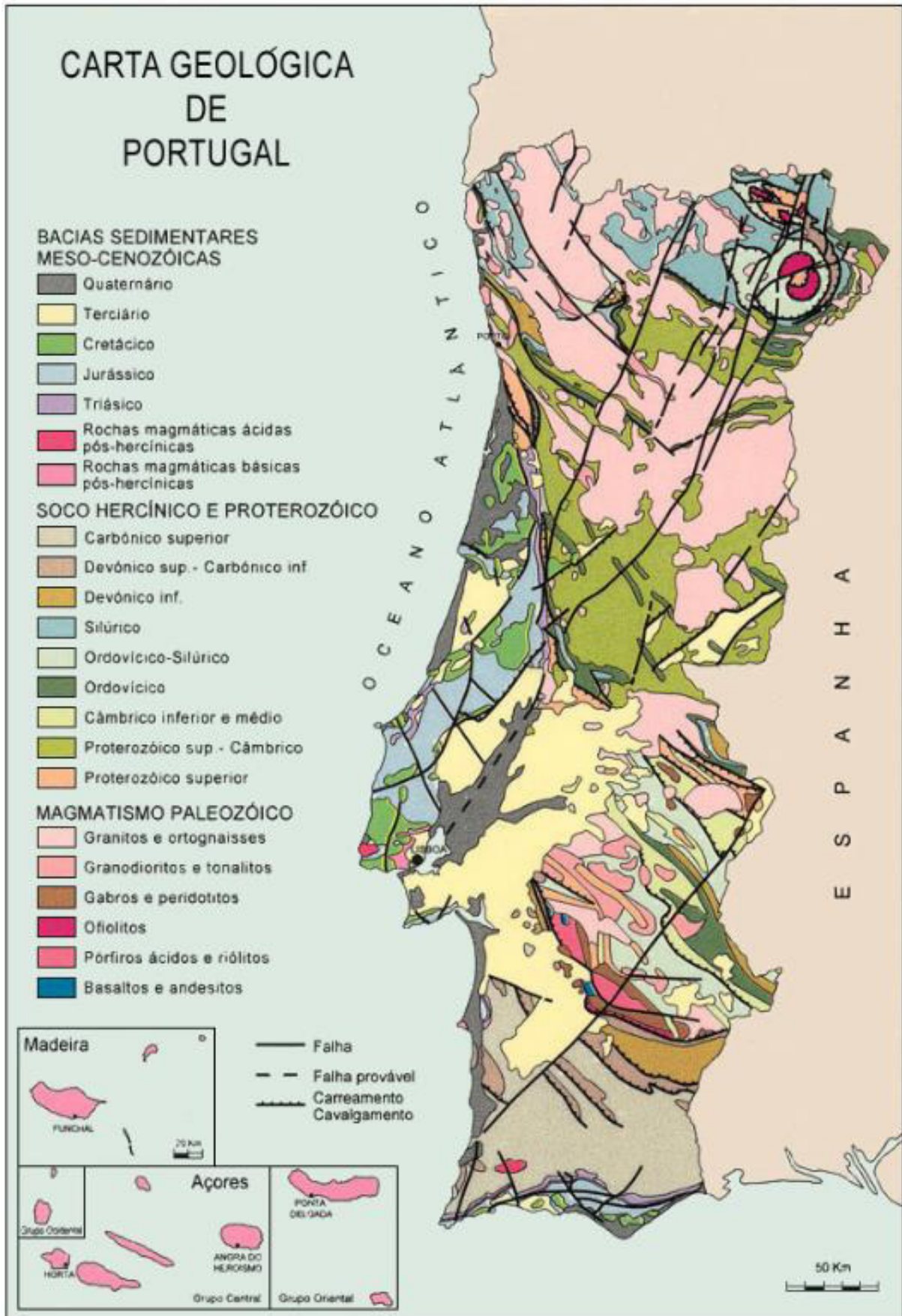


Figura 3-10 – Carta Geológica de Portugal, LNEG (2017)

3.6.2 Maciço Hespérico

O Maciço Hespérico é também designado por maciço ibérico, maciço antigo ou maciço hercínico da meseta ibérica e caracteriza-se por ser uma região que está emersa, desde o Paleozóico e desde esse período que se encontra sujeito a processos de erosão.

Este maciço é composto por terrenos antigos e anteriores à deriva continental mesoceno-zóica. Dele, são também conhecidas rochas metamórficas, sedimentares e magmáticas, com idades compreendidas entre o Pré-Câmbrico e o final do Paleozóico. Sendo que, este maciço corresponde ao troço ibérico da grande cadeia hercínica da Europa.

Importa referir, que as ilhas Berlengas e Farilhões pertencem a este maciço e são afloramentos deste substrato na plataforma continental. Também uma fração da parte imersa do maciço hespérico está coberta pelas formações cenozóicas da bacia Tejo-Sado.

Quanto à superfície da meseta, esta foi posteriormente deformada por falhas, que originaram compartimentos elevados do tipo *horst*, como o do conjunto Lousã-Estrela.

3.6.3 Orlas Mesoceno-zóicas

3.6.3.1 Considerações Gerais

Os terrenos que constituem as orlas mesoceno-zóicas são originários da subsidência de extensas fossas precursoras da fragmentação da Pangeia e abertura do oceano Atlântico.

As orlas mesoceno-zóicas são porções da crosta terrestre jovem, acrescentada à crosta antiga e às margens continentais que então se formaram.

3.6.3.2 Orla Ocidental ou Lusitana

A série mesozóica inicia-se por uma série continental detrítica com conglomerados, arenitos e argilas, regra geral de cor vermelha, correspondente ao Triássico superior. Esta série é discordante relativamente ao soco constituído por matéria mais antiga.

Depois da série mesozoica, sucede-se uma série lagunar com argilas vermelhas, margas, gesso e sal-gema; que constituem as explorações de gesso de Soure, Sesimbra e Óbidos e as de sal-gema de Rio Maior. Nesta época ocorreu uma transgressão, que originou uma série calcária fossilífera com amonites e alguns braquiópodes, visível nos maciços calcários de Sicó, Alvaiázere, Aire, Candeeiros, Arrábida, *etc.*

No Jurássico superior, o mar é regressivo. Tal é possível observar-se pelos depósitos de fácies marinho cada vez menos profundos, com calcários recifais, margas lagunares com

leitos de carvão, *etc.* Este período também apresenta fácies continentais com séries de conglomerados, arenitos e argilas.

O Cretácico inferior é também regressivo, mantendo-se a sedimentação continental do mesmo tipo que a anterior.

Posteriormente, seguiu-se uma transgressão em que se constituíram depósitos calcários. O Cretácico superior encontra-se reduzido à região de Aveiro-Coimbra. Nesta mesma altura formam-se os maciços eruptivos de Sintra, Sines e Monchique, sucedendo-se fenómenos de vulcanismo testemunhados pelo designado complexo vulcânico de Lisboa-Nazaré. Neste complexo observam-se materiais extrusivos como as lavas, os piroclastos, os filões, os diques, as chaminés e as soleiras vulcânicas.

O Miocénio marinho caracteriza-se por transgressões e regressões, sendo notórios os depósitos muito fossilíferos.

No Quaternário, no sector situado a norte do Tejo, existem grandes fraturas, possivelmente, hercínicas e dobras amplas relacionadas com fenómenos de diapirismo. A serra da Arrábida é o acidente orogénico alpino mais importante do ocidente peninsular, embora seja tida como uma cadeia pequena e incompleta.

Estas deformações continuam a formar-se mesmo nos tempos atuais.

3.6.3.3 Orla Meridional ou Algarvia

A orla meridional formou-se ao mesmo tempo que a orla ocidental, ou seja, no Triássico superior, com a deposição de uma série continental, denominada grés de Silves.

Depois do grés de Silves seguiram-se os calcários dolomíticos, as margas, as argilas e os evaporitos. Sendo que, esta série é sobreposta por calcários do Cretácico.

O Miocénico marinho encontra-se confinado à faixa litoral, sendo constituído por calcários impuros, detríticos e margosos, visíveis nas arribas entre Lagos e Albufeira.

O Pliocénico tem fácies continental e é formado por depósitos detríticos de cor vermelho-alaranjada.

O Quaternário tem fácies litoral e consiste em depósitos de praias levantadas com seixos rolados.

3.6.4 Bacia Cenozóica do Tejo e do Sado

As bacias do Tejo e do Sado são uma unidade estrutural com características litológicas e estruturais semelhantes.

O desenvolvimento destas bacias teve início no Terciário, devido ao afundamento da região, entre falhas, e ao seu posterior enchimento com materiais oriundos de zonas periféricas.

A parte inferior da série sedimentar desta bacia é continental, com formações detríticas grosseiras na base e intercalações de calcários e argilitos de neoformação.

A subsidência da bacia foi um fenómeno relevante e pensando-se que ainda continua na atualidade, apesar da sedimentação ter preenchido a área deprimida, desde o início.

O Miocénico continental fossilífero – ossos de vertebrados, gastropódes límnicos, impressões vegetais, e outros –, é constituído por arenitos que mostram intercalações conglomeráticas e formações argilosas.

No Miocénico, ocorreram algumas ações transgressivas do mar que acabaram por penetraram na bacia. Após o Miocénico continental seguiu-se o Pliocénico, também continental, com sedimentação fluvial detrítica, arenitos, conglomerados e argilitos.

Por fim, o Quaternário é bem visível devido aos diversos níveis de terraços fluviais ao longo dos leitos do Tejo e do Sado e alguns dos seus afluentes.

3.7 Reconhecimento geológico e geotécnico

O reconhecimento geológico e geotécnico tem como objetivos o conhecimento da qualidade dos terrenos e da sua aptidão para realizar obras de engenharia, e também a mitigação de riscos que possam decorrer enquanto materiais ditos “naturais”, aplicados em obras do foro da engenharia civil.

Numa primeira fase, deverá ser feito o enquadramento geológico inicial do local em questão, a partir da bibliografia existente. Posteriormente, é necessário fazer a sua verificação no campo e proceder ao trabalho de caracterização pormenorizada das formações geológicas ocorrentes.

Tanto na manutenção como na exploração de uma infraestrutura, a execução do reconhecimento de campo, os trabalhos de prospeção geotécnica e os ensaios *in situ* e laboratoriais, revelam-se de extrema importância para o sucesso da tomada de decisão.

Assim, os estudos e os trabalhos de prospeção a realizar devem ser adequados ao meio geológico em estudo, às questões ou problemas do tipo de situação que se pretende analisar e quando em situação de projeto, à fase do estudo em questão.

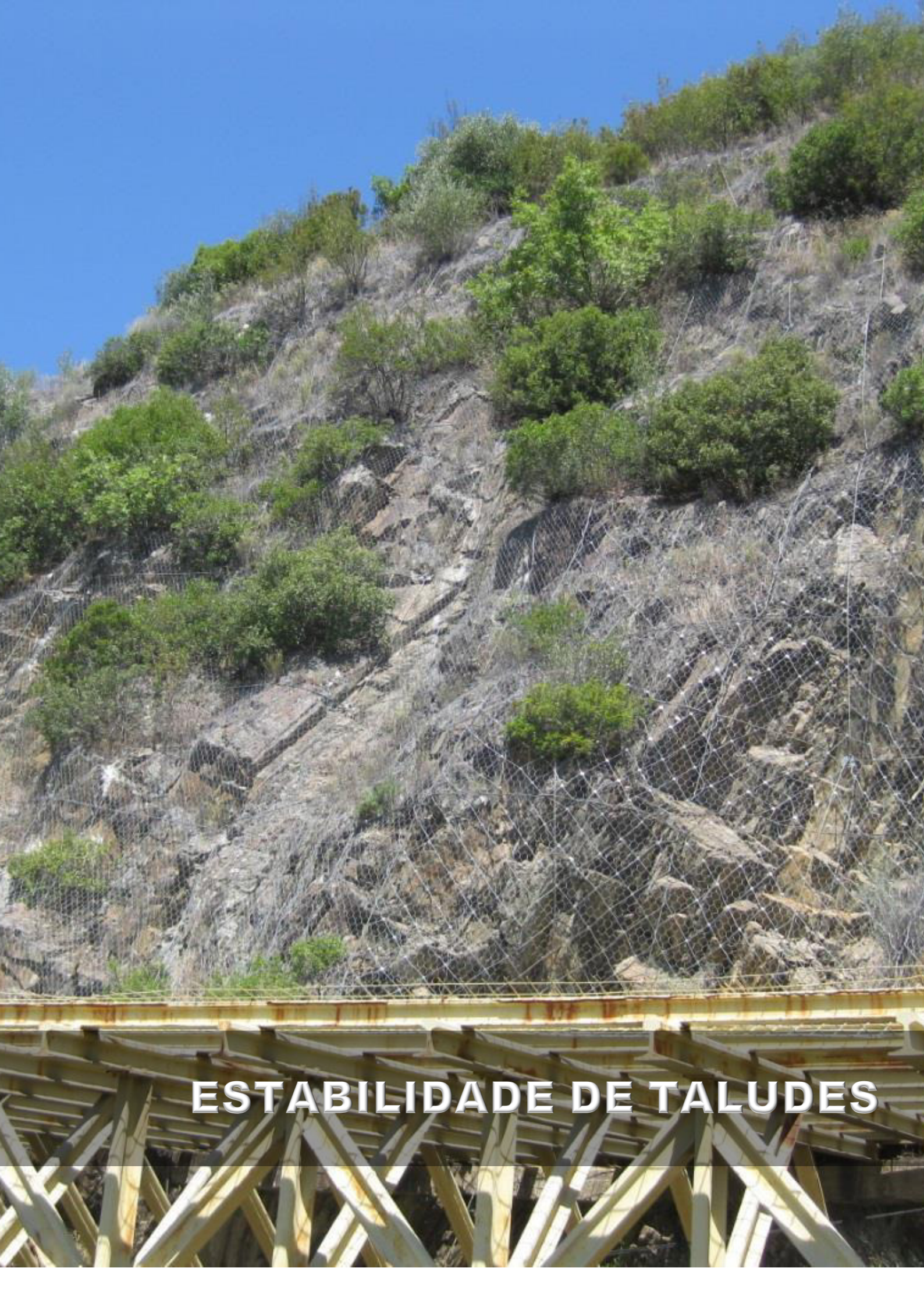
Quando se verifica a necessidade da execução de uma prospeção, torna-se necessário analisar e conhecer bem todas as questões ligadas à situação, projeto e obra. Pois só assim, é possível prever os tipos e quantidades de prospeção e ensaios necessários para a obtenção de todos os dados e parâmetros.

Neste estudo, como elementos de base, começam por se utilizar as cartas geológicas, a bibliografia e a documentação existente, úteis na caracterização geológica dos terrenos afetados pela situação, permitindo fazer um enquadramento ao nível da litologia e estratigrafia, geomorfologia, hidrogeologia, tectónica e estrutura e sismicidade.

Ademais, com o intuito de fornecer os dados necessários à caracterização geotécnica dos maciços e o seu respetivo zonamento, torna-se fundamental proceder ao levantamento de certos parâmetros, como as suas propriedades físicas e mecânicas, bem como as discontinuidades existentes.

Em Portugal, no âmbito da manutenção da ferrovia, para o levantamento da caracterização das formações geológicas e maciços rochosos pode ser utilizada a IT.GEO.005 “Ficha de vigilância da infraestrutura no âmbito da Geotecnia” – Anexo A, útil, especialmente, na identificação dos elementos mais gerais relativos a um determinado local [27].

No entanto, face à habitual necessidade de uma descrição mais pormenorizada das formações e de um levantamento sistemático das propriedades do maciço e das discontinuidades existentes, deverá ser produzida e preenchida uma ficha complementar que contenha todos esses elementos, bem como algumas fotos que permitam uma visualização elucidativa das mesmas.



ESTABILIDADE DE TALUDES

4. ESTABILIDADE DE TALUDES

4.1 Taludes

4.1.1 Introdução

Tendo presente a importância dos taludes nas infraestruturas de vias de comunicação, concretamente, nas vias férreas, fruto da necessária compatibilização do terreno com os elevados raios em planta e as reduzidas inclinações dos trainéis, pretende-se no presente capítulo efetuar uma revisão sumária dos conceitos primordiais respeitantes a estes e em particular à sua estabilidade.

A descrição será feita tendo por base os diferentes tipos de rotura e instabilização possíveis e sempre que oportuno realizar a associação com as possíveis soluções para a sua estabilização.

4.1.2 Conceito de Talude

Segundo *Caputo* (1988), compreende-se por talude qualquer superfície inclinada que limite um maciço de terra, rocha ou terra e rocha, isto é, qualquer superfícies que forme um ângulo com o plano horizontal de referência.

Um talude é constituído por um pé, uma crista ou coroamento e uma base, conforme a Figura 4-1, podendo ser de origem natural, formado pela natureza, graças à ação geológica ou das intempéries, sendo exemplo disso uma encosta, ou de origem artificial, como no caso de um aterro ou de uma escavação, sendo resultado da intervenção humana.

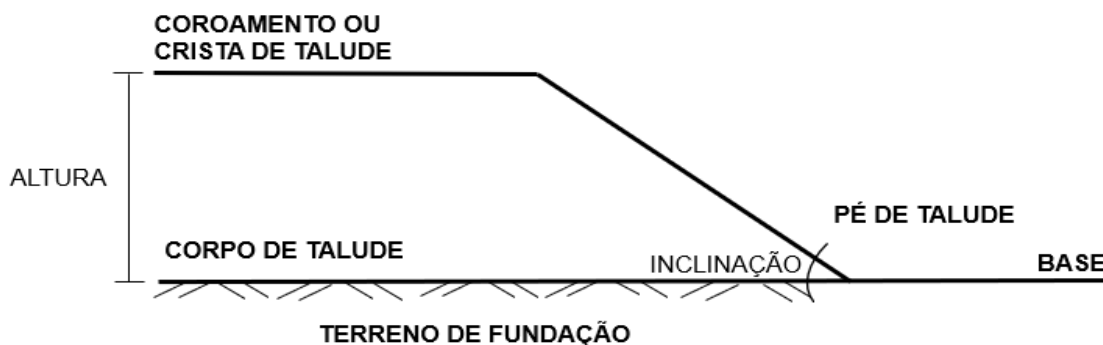


Figura 4-1 – Representação esquemática de um talude, *Carrasco* (2014)

No que respeita aos taludes naturais, a sua estrutura é peculiar pois está associada à vida geológica do maciço natural em questão, intimamente ligado ao histórico de tensões sofridas por ele. A formação da estrutura de um talude natural é influenciada por dois conjuntos de fatores: os geológicos e os ambientais.

Os fatores geológicos refletem a constituição química, organização e modelagem do relevo terrestre do talude, que é posteriormente alterado por fatores ambientais, nomeadamente, climáticos – a erosão, causada pelo clima, topografia e vegetação. Por vezes, também a ação humana transforma a geometria das paisagens e atua sobre os fatores ambientais, provocando maciços extraordinariamente diferentes.

Os taludes artificiais podem observa-se por exemplo em barragens para produção de energia e abastecimento de água, reservatórios de água, escavações para valas de assentamentos de tubos de água, explorações mineiras a céu aberto, no fundo de casas construídas próximo de declives e sobretudo, nas laterais de vias de comunicação, concretamente, na rodovia e ferrovia.

Conforme já referido, os taludes artificiais resultam da ação humana e podem ser subdivididos nos três grupos que se identificam em seguida:

- Taludes de escavação (Figura 4-2);
Resultantes de um processo de corte de um terreno existente. A este processo de corte dá-se o nome de reperfilamento que consiste em uma das medidas de estabilização.
- Taludes de aterro (Figura 4-3);
Resultado da colocação de certa quantidade e qualidade de material num dado local.
- Taludes mistos (Figura 4-4).
Resultam da combinação de taludes de escavação e de aterro.



Figura 4-2 – Talude de escavação



Figura 4-3 – Talude de aterro



Figura 4-4 – Talude misto

4.1.3 Estabilidade de Taludes

Em geral, as obras em vias de comunicação envolvem alterações deveras importantes na geometria de taludes. Além disso, atuam sobre os estados de tensões dos maciços, modificando mais ou menos, profundamente, o seu estado de tensão de repouso. Em particular, através de escavações de grandes volumes de terrenos.

Quase sempre, os solos que são escavados localizam-se em zonas do maciço que desempenham papel estabilizador de massas terrosas situadas a cotas superiores, pelo que tais escavações podem desencadear escorregamentos, por vezes envolvendo volumes muito superiores aos anteriormente removidos.

Pelo que foi dito, o estudo do comportamento dos taludes torna-se fundamental, essencialmente, no que respeita à análise da sua estabilidade, quer em maciços terrosos, quer em maciços rochosos.

Os fenómenos de instabilidade que se geram em taludes podem ser desencadeados pelo agravamento mútuo de diversos parâmetros do solo, que resultam da própria natureza do terreno ou da dimensão do talude; ou por um aumento de uma qualquer força instabilizadora.

Deste modo, um talude instável admite que as forças instabilizadoras se sobrepõem às forças estabilizadoras, ou por outras palavras, as tensões tangenciais aplicadas são superiores à resistência que o material apresenta nessa zona do maciço, possibilitando assim a formação de uma potencial região de rotura.

A análise da estabilidade de taludes permite estudar a estabilidade e projetar um talude mediante o cálculo do coeficiente de segurança, e ainda avaliar a necessidade de medidas de estabilização e definir o tipo de medidas corretivas e estabilizadoras que devem ser aplicadas no caso de roturas reais ou potenciais.

Segundo *Valejo* (2002), para a concretização do estudo da estabilidade de um talude é necessário que se avaliem os seguintes aspetos:

- Estrutura geológica e o comportamento geomecânico dos materiais que formam o talude;
- Fatores que influenciam, condicionam e desencadeiam as instabilidades no talude;
- Possíveis modelos ou mecanismos de rotura que se podem gerar.

4.1.3.1 Estrutura geológica e o comportamento geomecânico

O estudo geológico e geotécnico do terreno que forma o talude é absolutamente necessário, permitindo atingir os seguintes objetivos:

- Determinar das condições geológicas e hidrogeológicas do terreno;
- Identificar os pontos singulares ou as zonas de maior complexidade geológica, hidrogeológica ou geotécnica;
- Classificar e identificar o zonamento geomecânico, propriedades e parâmetros do cálculo do maciço (terroso ou rochoso).

Os diversos parâmetros do solo não são fáceis de analisar, dado que apresentam grande complexidade quanto às condições iniciais do terreno. Particularmente, em profundidade, as propriedades mecânicas dos terrenos, a heterogeneidade, a anisotropia, a linearidade; e ainda as condições hidráulicas, posição e variação do nível freático.

4.1.3.2 Fatores que influenciam a estabilidade

De acordo com *Varnes* (1978), a ocorrência da instabilidade de um talude é o resultado de múltiplos fatores que vão tendo um efeito cumulativo ao longo do tempo. Estes fatores podem ser geológicos, morfológicos, físicos e humanos.

Sinteticamente, a causa da instabilidade de um talude pode estar relacionada com o próprio talude ou advir de diferentes fatores externos ao talude. Sendo possível agrupá-los da seguinte forma - geométricos, condicionantes e desencadeantes.

Tabela 4.1 – Fatores externos que geram instabilidade num talude

Fatores Externos Geradores de Instabilidade num Talude		
Fatores geométricos	<ul style="list-style-type: none"> - Altura, - Inclinação do talude. 	
Fatores condicionantes	- Fatores geológicos	<ul style="list-style-type: none"> o Planos, o Zonas de menor resistência.
	- Fatores hidrogeológicos	<ul style="list-style-type: none"> o Presença de água.
	- Fatores geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> o Comportamento do maciço em termos de resistência e deformabilidade.
Fatores desencadeantes	<ul style="list-style-type: none"> - Cargas dinâmicas, - Variações das condições hidrogeológicas, - Fatores climáticos, - Variações da geometria, - Redução de parâmetros existentes. 	

Como se observa na Tabela 4.1, tanto os fatores geométricos como os fatores condicionantes estão relacionados com o próprio talude. Quanto aos fatores condicionantes torna-se fundamental aludir as diversas condições que se seguem, condições essas que são intrínsecas ao próprio talude.

As condições geológicas referem-se às diferentes litologias, isto é, às diferentes propriedades geomecânicas que dependem das propriedades físicas dos materiais que as constituem. Sendo que cada litologia apresenta diferentes parâmetros de resistência ao corte. Por exemplo, em maciços terrosos, os parâmetros de resistência ao corte resultam da sua composição, granulometria, teor em água e permeabilidade. Já em maciços rochosos acrescentam-se outros parâmetros como o grau de fracturação, as características das discontinuidades e o grau de alteração. Note-se que as litologias com parâmetros de resistência ao corte menores, revelam-se litologias menos resistentes.

Em termos das condições geomecânicas, a resistência ao corte dos solos é uma das características mais significativa. Esta decorre de um conjunto de fatores tais como: o modo como os grãos se ordenam entre si, a sua composição, a coesão e o ângulo de atrito interno. A resultante destas características dita o estado de tensão de um solo.

Segundo *Rocha* (2012), a maioria dos solos sofrem rotura de acordo com o Critério de *Mohr-Coulomb*, que define que um material (solo ou rocha) entra em rotura num dado ponto, quando num par de facetas ou planos que intersectam esse ponto é atingida uma dada relação entre a componente normal (σ'_f) e a componente tangencial da tensão (τ_f), conforme se traduz na expressão seguinte.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi' \quad (3)$$

Em que c' é a coesão e ϕ' é o ângulo de atrito interno ou ângulo de resistência ao corte.

As condições hidráulicas ou mais concretamente, a posição do nível freático, influencia de modo determinante a resistência ao corte, dependendo da topografia da região e especialmente da permeabilidade do maciço. Importa referir que a permeabilidade é fortemente influenciada pela litologia, estrutura, grau de alteração e grau de fracturação do maciço.

Em termos das condições geomorfológicas torna-se evidente que a morfologia das vertentes, em especial o seu declive, condicionam a estabilidade. Para além do declive, também os processos que dependem deste influenciam a estabilidade. Por exemplo, o processo de acumulação de água, quer na zona saturada, quer na zona não saturada está sujeita a uma taxa de infiltração, à percolação de água na zona não saturada, à rápida subida do nível de água e à influência que exerce no clima de uma dada região, provocando especial impacto nos processos de erosão e meteorização.

A presença de vegetação afeta um talude nas suas condições hidrogeológicas e também no efeito mecânico que produz aquando da existência de raízes. A vegetação diminui o impacto

direto das chuvas no solo e controla a quantidade de água que se infiltra e permanece no solo, devido à evapotranspiração e absorção de água por parte das plantas.

Ademais, a capacidade de suporte das raízes contribui para a contenção dos terrenos, aumentando a sua resistência ao corte e diminuindo a vulnerabilidade dos solos à erosão. Por outro lado, importa referenciar que o peso da vegetação também poderá influenciar negativamente a estabilidade dos taludes.

Os processos físicos, designadamente, a degradação e a desintegração, também influenciam a estabilidade de um talude. Os materiais da superfície terrestre sofrem constantes alterações provocadas por agentes de meteorização e o seu transporte, especialmente das partículas mais finas, tendem a migrar para a base dos taludes e a criar massas potencialmente instáveis. Além disso, acentuam o declive e permitem que a água penetre no interior dos maciços, promovendo a redução da sua resistência ao corte.

A ocorrência de instabilidade está normalmente associada a um evento desencadeante inesperado, que provoca alterações rápidas na razão entre as forças resistentes e as forças instabilizadoras. Este facto corresponde a uma ação súbita sobre os materiais que já sofreram um efeito cumulativo de pequenas alterações ao longo do tempo.

Os fatores desencadeantes englobam todos os fatores externos ao talude, excluindo as propriedades intrínsecas ao talude, e que atuam sobre os maciços, produzindo estímulos sobre o mesmo. São exemplos de fatores desencadeantes os mencionados na Tabela 4.1

Dos fatores descritos acima, as condições climatológicas extremas constituem uma das principais causas de instabilidade de taludes. Um bom exemplo disso é a precipitação, considerada como um dos fatores que causam maior instabilidade num talude. Sendo tão devastador a ocorrência de episódios de precipitação intensa em pouco tempo, como o de eventos de menor intensidade, mas de longa duração.

De acordo com *Terzaghi* (1950), a presença de água em maciços, leva ao aumento da pressão intersticial, reduzindo a resistência ao corte e provocando instabilização dos terrenos. Segundo *Valejo* (2002) pode correlacionar-se o tipo de movimento com a duração e intensidade da precipitação.

No entanto, devido à variedade de fatores envolvidos, torna-se um processo bastante complexo. *Zêzere e Rodrigues* (1999) ditam que movimentos superficiais ocorrem associados a precipitações muito intensas e de curta duração, enquanto os movimentos mais profundos se devem a eventos de menor intensidade mas de duração mais prolongada.

As variações das condições hidrogeológicas num maciço também provocam instabilidade. Os fenómenos como, eventos de precipitação extrema, sobrelevações do nível do mar, inundações ou temporais marítimos, provocam alterações do nível da água nos maciços.

Os solos mais desfavoráveis a estas condições são os solos que apresentam baixa permeabilidade, como os solos argilosos e/ou siltosos, pois não permitem uma dissipação rápida da água intersticial. Se essa água não é libertada, depois de uma descida súbita do nível de água, então desenvolvem-se pressões elevadas nos terrenos, verificam-se perdas de resistência dos materiais e conseqüentemente, o desequilíbrio dos maciços.

A alteração prolongada do maciço e a erosão na base de um talude são fenómenos que reduzem os parâmetros de resistência do maciço.

Por fim, a ocorrência de sismos são um mecanismo ativador de escorregamento devido à aceleração sísmica propriamente dita e também devido ao mecanismo de dilatância induzida que facilita a infiltração. Por vezes, os sismos desencadeiam a liquefação dos maciços constituintes dos taludes.

4.1.3.3 Análise de estabilidade

A primeira fase de qualquer estudo de estabilidade inicia-se com a conceptualização de um modelo geotécnico, sendo necessária a aferição dos parâmetros geotécnicos definidos para as diferentes unidades geológicas e geotécnicas. Posteriormente, é aplicado um método de análise de estabilidade.

A análise de estabilidade de taludes pode ser executada mediante diferentes métodos e a sua seleção depende das características geológicas e geomecânicas dos materiais, da informação disponível sobre o talude (geometria, geologia, geomorfologia, hidrologia, *etc.*) e dos pressupostos e do tipo de resultados que se pretende atingir.

No que respeita aos diferentes modelos utilizados na análise de estabilidade de taludes, estes dependem do tipo de maciço em questão. É possível utilizar-se métodos analíticos, experimentais e observacionais. Quanto aos métodos analíticos, geralmente, em maciços terrosos o método mais corrente é o Método das Fatias. Enquanto em maciços rochosos são utilizados métodos convencionais, onde se usam técnicas cinemáticas e de equilíbrio limite.

Estes métodos baseiam-se em princípios físico-matemáticos que relacionam parâmetros como a topografia, o ângulo de atrito interno, a coesão, o peso específico do material, a posição do nível piezométrico, a espessura de solo total e saturado, entre outros; e onde intervêm forças estabilizadoras e instabilizadoras que atuam sobre o talude e que permitem determinar o seu comportamento e condições de estabilidade.

O Método de Equilíbrio Limite é um dos métodos mais correntes e permite a determinação do coeficiente de segurança do talude, utilizando dados como as propriedades de resistência ao corte da rocha e das descontinuidades, a pressão intersticial e outras propriedades do maciço.

As análises consistem em determinar se existe resistência suficiente no talude (rocha ou solo), para suportar as tensões de corte que tendem a provocar a falha ou deslizamento. A grande maioria dos métodos de análise de equilíbrio limite têm em comum a comparação das forças ou momentos resistentes e os atuantes sobre uma determinada superfície de deslizamento.

Segundo *Fellenius* (1936), o coeficiente de segurança (CS) é uma relação entre a resistência ao corte real do talude e a tensão de corte crítica que tentam provocar a rotura, ao longo de uma suposta superfície, conforme indicado em (4).

$$C.S. = \text{Forças Estabilizadoras} / \text{Forças Instabilizadoras} \quad (4)$$

O coeficiente de segurança que é admissível corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia mediante o tipo de obra e a sua vida útil. No caso de taludes, o valor admissível para o fator de segurança dependerá, entre outros fatores, da finalidade da escavação e do carácter temporário ou definitivo do mesmo, conjuntamente com os aspetos da segurança, custos de execução e consequências de uma eventual rotura, em termos de perdas humanas e/ou económicas.

Assim, conforme apresentado na Tabela 4.2, os valores de CS superiores a 1,0 indicam que o talude se encontra estável, ainda que marginalmente, e por outro lado, valores inferiores a 1,0 indicam uma rotura. Conclui-se que quanto maior o valor de CS mais estável se encontra o talude.

Tabela 4.2 – Variação da estabilidade relativa de taludes, *Abramson* (2002)

Coeficiente de Segurança (CS)	Estabilidade Relativa
CS ≤ 1	Instável (rotura certa)
1 < CS < 1,25	Instável (rotura provável)
1,25 < CS < 1,5	Marginalmente instável
CS > 1,5	Estável

4.1.4 Tipos de movimentos de vertente

4.1.4.1 Introdução

De acordo com *Cruden* (1991), um movimento de vertente é definido como o movimento de uma massa de rocha, detritos ou terra ao longo de uma vertente, sob a influência da gravidade. Sendo que a vertente poderá ter sido disposta natural ou artificialmente – talude de escavação ou aterro.

Tal como foi referido no subcapítulo anterior, a ocorrência de instabilidades está intimamente ligada a eventos extremos de atividade dos fatores ditos desencadeantes e ocorre nos mais variados contextos geológicos e morfológicos.

Com o objetivo de uniformização das terminologias e metodologias de avaliação e identificação de movimentos de vertente é possível encontrar-se diversas classificações. Contudo, a classificação de *Varnes* (1978) é a que reúne mais consenso e por isso aqui citada.

Varnes (1978) sistematizou as diferentes tipologias de movimentos de terras segundo o tipo de material e em função do tipo de mecanismo, conforme se pode observar na Tabela 4.3.

Quanto ao tipo de material considerou a rocha, os detritos (material grosseiro) e solo ou material fino. E em função do mecanismo, distinguiu a queda, o tombamento, o escorregamento, expansão lateral e fluência.

Tabela 4.3 – Sistema de classificação das tipologias de movimentos de vertente, *Varnes* (1978)

Tipo de Movimento		Tipo de Material		
		Maciço Rochoso	Solos (engenharia)	
			Grosseiros	Finos
Queda		Rochas	Detritos	Terra
Tombamento		Rochas	Detritos	Terra
Escorregamento	Rotacional	Singular de rochas	Singular de detritos	Singular de terra
		Rochas em blocos	Detritos em blocos	Terras em blocos
	Translacional	Rochas	Detritos	Terra
Expansão lateral		Rochas	Detritos	Terra
Fluência		Rochas (fluência profunda)	Detritos (fluência de solo)	Terra (fluxo de solo)

Movimentos Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos

Os diferentes movimentos de vertente apresentam diferentes velocidades de deslocamento, mecanismos desencadeantes, áreas abrangidas (crista, volume de movimento e zona de acumulação junto ao pé) e efeitos gerados sobre estruturas.

Relativamente à velocidade de deslocamento, *Varnes* (1978) também criou uma classificação, onde definiu uma escala de velocidades para os diferentes tipos de movimentos, oscilando entre movimentos extremamente rápidos e movimentos extremamente lentos (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Escala de velocidades para diferentes tipos de movimentos, *Varnes* (1978)

Classificação	Velocidade	Tipo de Movimento
Extremamente rápido	3 m/s	Tombamento ou Desmoronamento
Muito rápido	0,3 m/min	
Rápido	1,5 m/dia	
Moderado	1,5 m/mês	Escorregamento
Lento	1,5 m/ano	
Muito lento	0,3 m/5anos	Fluência

Na Figura 4-5, ilustra-se o tipo de movimento quando conjugado com um certo tipo de solo.

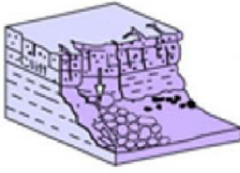
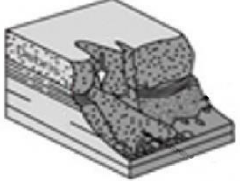

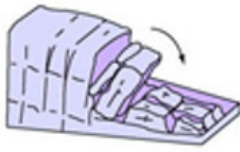
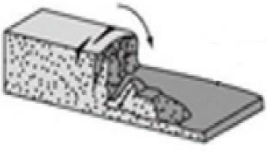
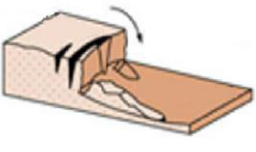
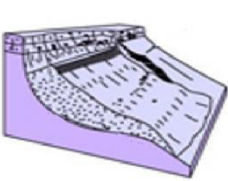
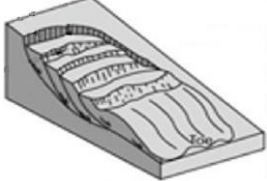
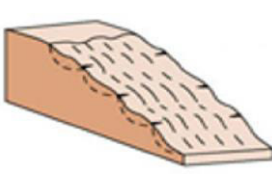
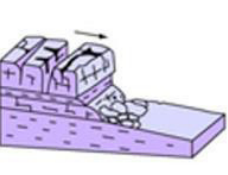
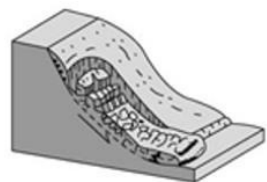
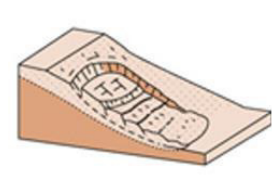
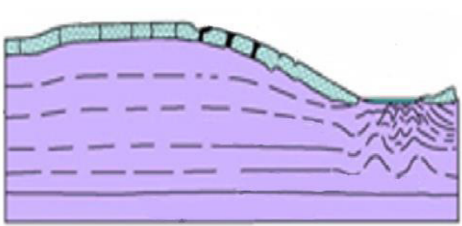

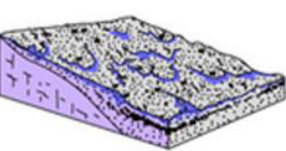


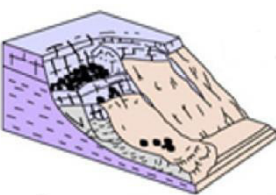
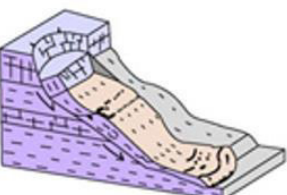
Tipo de movimento	Material			
	Rocha	Detritos	Solos	
Queda				
Tombamento				
Escorregamento	Rotacional			
	Translacional			
Expansão lateral				
Fluência				
Movimentos complexos				

Figura 4-5 – Tipologias de movimentos de terras em função do mecanismo de rotura, Varnes (1978)

Em seguida, apresenta-se uma descrição sumária de caso tipo de movimento de vertente.

4.1.4.2 Queda

Caracterizado por ser um movimento abrupto de blocos ou massas de solo ou rocha, que se destacam de escarpas, falésias ou vertentes muito inclinadas mediante superfícies de descontinuidade, como fraturas, diáclases e ou planos de estratificação.

A massa de qualquer tamanho, de solo e ou rocha é destacada de um talude muito inclinado verificando-se que o deslocamento por corte ao longo da superfície de rotura é mínimo ou nulo. O movimento ocorre essencialmente por queda livre, por saltação do material ou por rolamento (Figura 4-6).

O tipo de movimento em causa ocorre frequentemente em formações de características resistentes bem diferenciadas, uma vez que é fortemente condicionado pela gravidade, pela ação diferencial da erosão dos materiais do talude e pela presença de água intersticial.

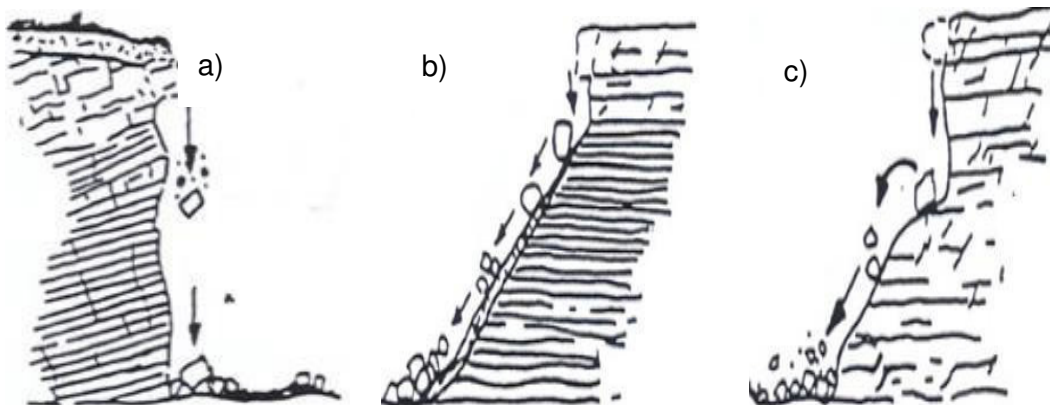


Figura 4-6 – Tipos de queda: a) Livre, b) por saltação c) por rolamento, *Borges (2014)*

4.1.4.3 Tombamento

Corresponde a um movimento que tem origem na ação de forças que impulsionam colunas ou painéis de rocha para o exterior do maciço, em torno de um ponto na base do talude ou próximo deste.

O destaque destes painéis rochosos é atribuído à existência de descontinuidades que, por favorecerem a infiltração de água para o interior do maciço, desencadeiam o desenvolvimento de pressões hidrostáticas elevadas; e também à desigualdade entre as características de resistência do material que constitui a parte superior da escarpa e o terreno subjacente, induzindo assim, esforços de tração na zona menos dúctil por cedência progressiva da base de apoio dos blocos. Importa ainda referir que estes tipos de movimentos se caracterizam por

serem movimentos extremamente lentos e extremamente rápidos, muitas vezes tomando maior velocidade ao longo do deslocamento.

O tombamento ou basculamento de blocos (Figura 4-7) pode ocorrer quando as descontinuidades mergulham para dentro da face do talude formando um ou mais blocos de forma a que o seu peso seja aplicado numa linha de ação que fica fora da sua base, o que cria um momento de derrubamento.

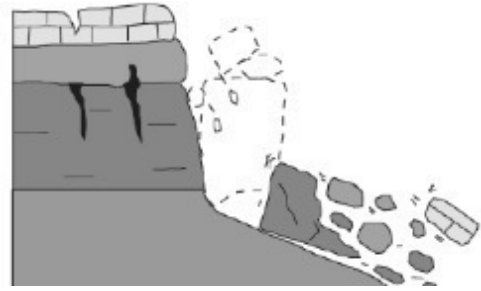


Figura 4-7 – Tombamento, *Novotny* (2013)

Quando um bloco de rocha está assente numa superfície de rocha inclinada, as metodologias de equilíbrio limite permitem verificar se o bloco está estável, se vai escorregar ou bascular, ou simultaneamente escorregar e bascular.

A natureza da instabilidade é determinada a partir de considerações relacionadas com a geometria do bloco e com as forças de atrito existentes entre o bloco e a superfície onde está colocado.

Para que possa ocorrer basculamento de blocos, existem algumas condições que têm que existir:

- Um maciço rochoso competente;
- Uma família de diáclases com uma inclinação muito acentuada e com direção para dentro da face do talude criando colunas;
- Uma outra família de diáclases ortogonal à anterior.

O bloco poderá bascular por falta de equilíbrio de um bloco de rocha ou por rotura por flexão de uma coluna.

4.1.4.4 Escorregamento

O fenómeno de escorregamento sucede quando existe um desequilíbrio na distribuição de forças ao longo de uma determinada superfície. Esse desequilíbrio é gerado, dado que as forças atuantes que favorecem o movimento, acabam por superar as forças resistentes.

Este tipo de movimento começa por se fazer notar através do aparecimento de fendas de tração na superfície topográfica original ao longo das quais a escarpa principal do escorregamento se formará, definindo aquilo que se convencionou chamar de superfície de escorregamento. Por norma, as velocidades do escorregamento são muito variadas, oscilando entre rápidas a lentas.

A geometria da superfície de rotura de um escorregamento permite classificar os diferentes tipos de escorregamento como escorregamentos rotacionais ou escorregamentos translacionais.

a) Escorregamento rotacional

O escorregamento rotacional é um tipo de movimento que surge em maciços homogêneos, altamente fraturados. O movimento da massa de terreno ocorre no sentido descendente e para o exterior, segundo uma superfície de rotura curvilínea, com concavidade voltada para cima e o movimento de rotação possui aproximadamente um eixo paralelo à superfície do terreno, posicionado acima do seu centro de gravidade. Acrescenta-se ainda a possibilidade das fendas de tração transversais originadas no pé poderem posteriormente, originar fluxos de terras.

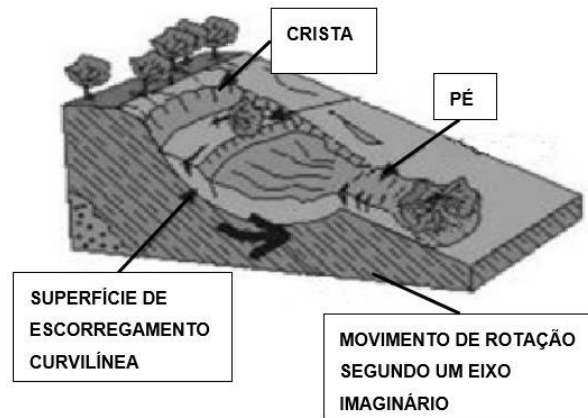


Figura 4-8 – Escorregamento rotacional, *Novotny (2013)*

Este tipo de movimento assume velocidades moderadamente rápidas a rápidas e podem ser divididos em três tipos – simples, múltiplos e sucessivos – conforme se pode observar na Figura 4-9. Sendo que, podem ocupar áreas de apenas alguns metros quadrados a vários hectares.

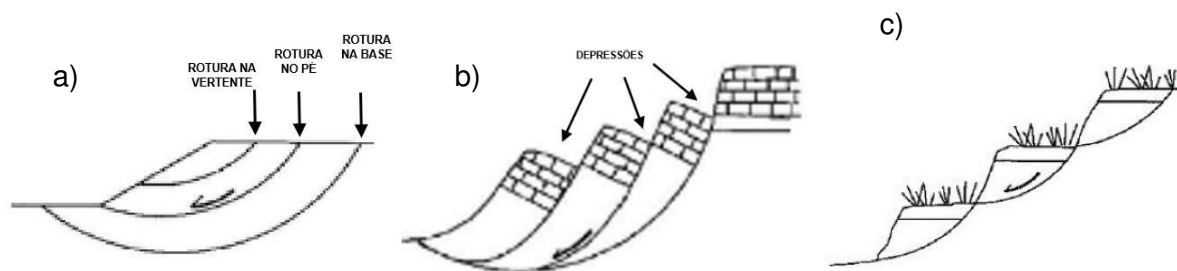


Figura 4-9 – Escorregamentos rotacionais: a) Simples, b) Múltiplos, c) Sucessivos, *Borges (2014)*

b) Escorregamento translacional

Escorregamento translacional em solos

O escorregamento translacional surge quando existe uma descontinuidade importante que mergulha para fora da face do talude, podendo ocorrer em solos ou rochas. Neste tipo de escorregamento o material em movimento apresenta uma grande deformação e abrange

várias unidades semi-independentes, dado que a massa rompe por corte. O movimento dá-se ao longo de uma superfície planar, com reduzida rotação ou até com uma pequena rotação em sentido inverso (Figura 4-10).

Geralmente, é necessário verificarem-se algumas condições para que exista este tipo de escorregamento, sendo algumas dessas apresentadas de seguida.

- A direção do plano de escorregamento deve ser paralela ou quase paralela à direção do plano definido pela face do talude, com uma variação de aproximadamente 20° ;
- O plano de escorregamento deve interseçar a face do talude, isto é, a inclinação do plano de escorregamento deve ser inferior à inclinação do plano definido pela face do talude;
- A inclinação do plano de escorregamento deve ser superior ao ângulo de atrito desse mesmo ângulo;
- A resistência lateral ao escorregamento deve ser negligenciável.

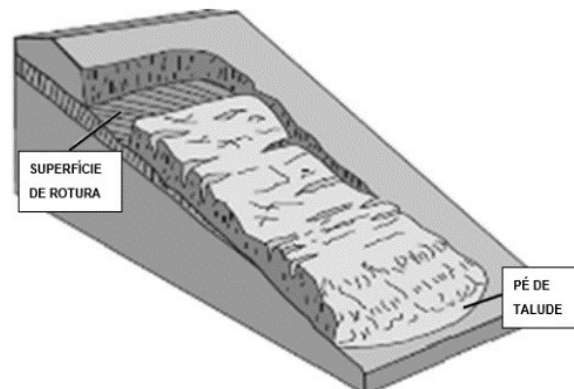


Figura 4-10 – Escorregamento translacional de detritos, *Novotny (2013)*

Este tipo de escorregamento aqui em causa pode prolongar-se indefinidamente na superfície onde ocorre mediante duas condições. A superfície de escorregamento deverá estar suficientemente inclinada e a resistência ao corte ao longo da superfície deverá permanecer inferior às forças instabilizadoras.

Escorregamento translacional de blocos (cunha de blocos)

O escorregamento translacional de blocos (Figura 4-11) ocorre quando há o deslizamento de um bloco em forma de cunha, formado por dois planos de descontinuidades, na direção de sua linha de interseção. Habitualmente, este tipo de rotura apresenta-se em maciços com várias famílias de descontinuidades, cuja orientação, espaçamento e continuidade determinam a forma e o volume da cunha.

Para que exista a possibilidade da ocorrência de escorregamento da cunha é necessário que as seguintes condições se verifiquem:

- A linha de interseção entre as descontinuidades deve interseçar a face do talude, isto é, a inclinação desta linha deve ser inferior à inclinação da face do talude; e
- A inclinação da linha de interseção entre as descontinuidades deve ser inferior ao ângulo de atrito nos planos de potencial escorregamento.

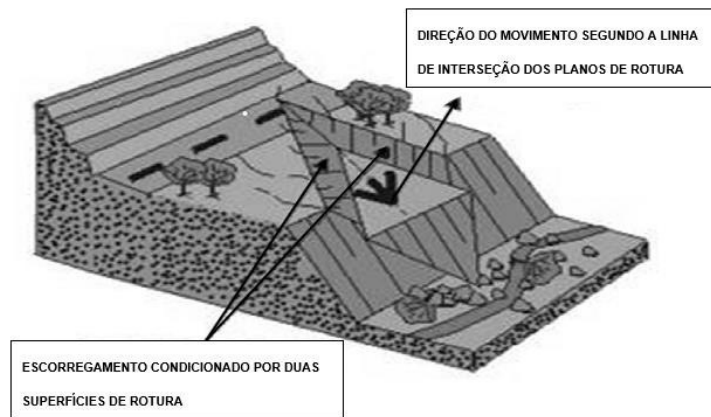


Figura 4-11 – Escorregamento translacional de blocos, *Novotny*, (2013)

4.1.4.5 Expansão Lateral

A expansão lateral (Figura 4-12) é um tipo de movimento que ocorre, usualmente, em taludes suaves ou em zonas aplanadas, desenvolvendo-se à custa da existência de material subjacente de elevada plasticidade que possibilita a subsidência de blocos superiores e sucedem através de extensões laterais, extremamente lentas, acomodadas por fraturas de corte ou tração. Estes movimentos são bastante comuns em alguns contextos geológicos, apresentando grande complexidade.

Este tipo de movimento pode surgir de movimentos resultantes numa extensão generalizada sem que exista uma superfície de corte bem definida, nem uma zona de fluxo plástico, sucedendo predominantemente em locais onde aflora o substrato rochoso, especialmente nas cristas dos cumes. Ou pode resultar de movimentos que envolvem a fracturação e extensão do material coerente, tanto em substratos rochosos como em solos onde podem resultar de movimentos como rotação e translação, mas também de liquefação, fluxo e extrusão de material mais brando.

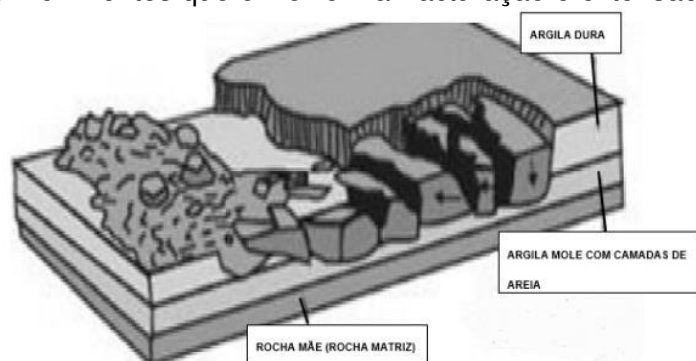


Figura 4-12 – Expansão lateral, *Novotny*, (2013)

4.1.4.6 Fluência

A fluência é um movimento que geralmente oscila entre rápido a muito rápido, que se concretiza ao longo de uma vertente ou de uma escarpa e que é constituído por uma mistura

de solo com fragmentos de rocha e por vezes matéria orgânica. Esta mistura escorre no sentido descendente, aproveitando canais ou vales pré-existentes.

O movimento de fluência pode ocorrer em solos saturados ou não, sendo um movimento contínuo, no qual a superfície de rotura tem dimensão curta, formando um canal mais estreito e terminando a jusante em leques de acumulação.

Este tipo de movimento dá-se devido à diminuição da resistência dos materiais que formam a capa do talude, podendo ser desencadeado devido à pluviosidade intensa ou como consequência de abalos sísmicos, pois ocorre em materiais não consolidados. Depreende-se por aqui, que a fluência se dá em terrenos que exibem uma elevada percentagem em água. Assim, o material comporta-se como viscoso, sofrendo deformação contínua sem apresentar superfícies de rotura definidas. Portanto, a água é o principal agente que controla o início do movimento, reduzindo a coesão dos solos, aumentando o grau de saturação e a perda de resistência dos materiais e a consequente fluidificação dos solos. A fluência pode surgir como fluência de detritos ou fluência de lamas.

A fluência de detritos (Figura 4-13) é uma forma de movimento rápido de massas, constituído por uma combinação de solo solto, rochas, matéria orgânica e água, que se move como uma lama. Geralmente, têm como principal motivo as precipitações intensas. No entanto, podem ser resultado de escorregamento de taludes saturados pró, em zonas muito inclinadas.

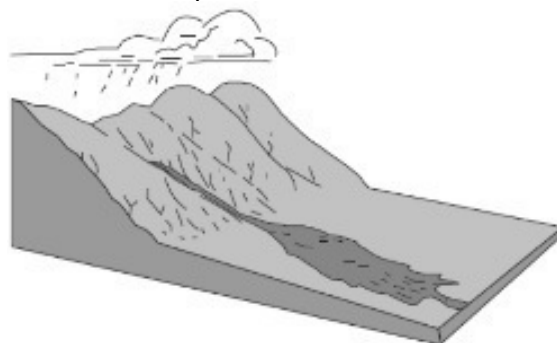


Figura 4-13 – Fluência de detritos, *Novotny*, (2013)

A fluência de lamas (Figura 4-14) é um movimento idêntico ao movimento da fluência de detritos, com a particularidade de ser constituído por partículas mais finas.



Figura 4-14 – Fluência de lamas, *Novotny*, (2013)

4.1.5 Medidas de estabilização de taludes

4.1.5.1 Introdução

Segundo Rocha (2012), a estabilização de um talude natural compreende um conjunto de intervenções de natureza construtiva com o objetivo de incrementar a segurança do mesmo ou, pelo menos, impedir ou atenuar determinada redução que naquela se venha processando.

As medidas de estabilização de taludes são medidas efetivas que contribuem para a minimização da instabilidade dos taludes e que devem ser adotadas mediante as condições existentes. Importa referir que a estabilidade de um talude pode ser alcançada de duas formas, diminuindo as forças instabilizadoras ou aumentando as forças estabilizadoras. As medidas de estabilização podem apresentar diferentes naturezas, tais como:

- Natureza Geométrica;
- Natureza Hidráulica;
- Natureza Estrutural.

As medidas de natureza geométrica são medidas que implicam a alteração da geometria do talude. Tal medida é conseguida à custa da remoção de massa da zona ativa, da redução do ângulo de inclinação, da construção de banquetas e da colocação de sobrecargas na base.

As medidas de natureza hidráulica dependem da eficácia do sistema de drenagem do talude (em termos da água superficial e de infiltração) e da correta definição da periodicidade da manutenção desse sistema ao longo do tempo.

Neste caso, a drenagem superficial recorre à colocação de valetas distribuídas à superfície e a drenagem profunda é conseguida através de execução de drenos, valas e poços drenantes. Para minimizar a infiltração também é usado o preenchimento de fissuras superficiais com material impermeável como caldas de cimento. Assim como, a proteção da face do talude com vegetação adequada ao clima local, betão projetado, geossintéticos ou gabiões minimizam a erosão superficial.

As medidas de natureza estrutural são aquelas onde se aplicam forças exteriores com recurso a ancoragens ligadas a muros ou vigas de betão armado na face do talude e o reforço do terreno na zona da superfície de deslizamento através de pregagens, estacas de betão armado ou colunas de *jet-grouting*.

As medidas de estabilização podem ainda ser agrupadas em outras três categorias:

- i. Medidas de proteção;
- ii. Medidas de correção;
- iii. Medidas de reforço.

Nos subcapítulos seguintes serão descritas algumas das soluções que se adotam para as diferentes medidas de estabilização.

4.1.5.2 Medidas de proteção

a) Valas de retenção

As valas de retenção (Figura 4-15) são uma medida de proteção utilizada para reter blocos rochosos em taludes. A vala de retenção é construída no pé do talude e é dimensionada com base na altura e na inclinação do talude.

No caso da altura do talude, esta irá afetar a queda de forma proporcional, isto é, quanto maior for a altura do talude, maior será a distância do amontoamento de blocos à sua base. Relativamente à inclinação do talude, quanto menor a inclinação do talude, maior serão as distâncias do amontoamento de blocos à base.

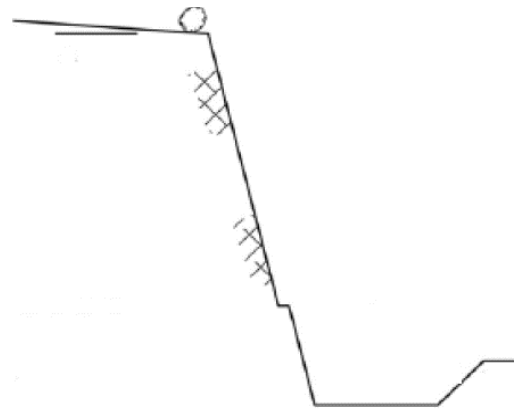


Figura 4-15 – Valas de retenção, *Silva (2012)*

Para inclinações de talude na ordem dos 90° a 70° , os blocos terão uma trajetória em queda livre. Enquanto para inclinações de cerca de 70° a 50° , os blocos irão rebolar e devido aos ressaltos, a sua tendência é ficarem amontoados a longas distâncias da base do talude.

b) Banquetas

As banquetas (Figura 4-16) são uma medida de proteção que visa à criação de degraus num talude. Tal medida perde a sua eficácia caso os blocos não se amontoem na base de cada banqueteta. Com vista a aumentar a eficiência desta medida e evitar os ressaltos e o rolamento dos blocos, é muitas vezes adotado um sistema de redes metálicas que funciona como barreiras de retenção.

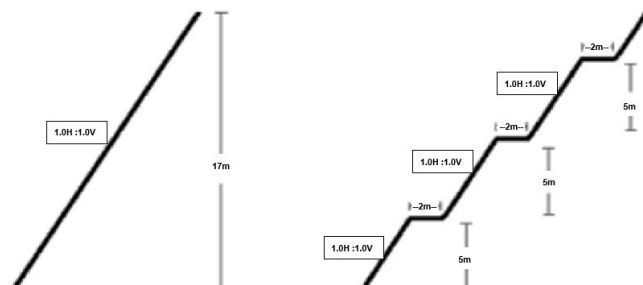


Figura 4-16 – Banquetas, *Borges (2014)*

c) Redes de encaminhamento

As redes de encaminhamento (Figura 4-17) são uma medida de proteção que controla a queda de blocos rochosos de pequenas e/ou grandes dimensões, fazendo com que os blocos fiquem retidos na base do talude. Estas redes são formadas por malhas de aço de grande resistência e flexibilidade, permitindo a adaptabilidade ao talude e também o crescimento de cobertura vegetal.

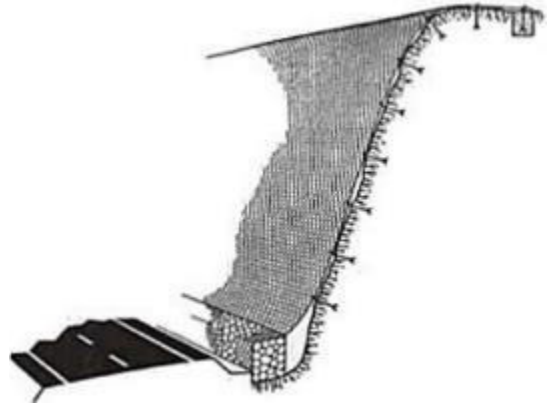


Figura 4-17 – Redes de encaminhamento, *Borges (2014)*

d) Barreiras rígidas ou estáticas

As barreiras rígidas (Figura 4-18), também denominadas por estáticas, são um elemento que visa criar um obstáculo ao movimento de pequenos blocos entre encostas de vertentes e uma determinada zona a proteger. Este tipo de barreiras apresenta uma fraca capacidade de amortecimento e resistência, quando comparadas com as barreiras flexíveis, e são aplicadas a uma longa distância entre a zona a proteger e os taludes proeminentes com fraca inclinação. Por norma esta solução é acompanhada por outras e resistirão a impactos superiores.



Figura 4-18 – Barreiras rígidas ou flexíveis, *Borges (2014)*

e) Barreiras flexíveis ou dinâmicas

As barreiras flexíveis (Figura 4-19), também denominadas por barreiras dinâmicas são barreiras de impacto flexíveis, cujo intuito é conceder deslocamentos controlados para a dissipação de energia, possuindo robustez suficiente para travar as rochas em tempo e distâncias compatíveis com as necessidades.



Figura 4-19 – Esquema de barreira flexível (esq) e barreira flexível (dta), *Website MACCAFERRI (2015)*

Este sistema é constituído por malhas presas por apoios rotulados na base e cabos que ligam a parte superior destes ao talude, ficando localizado a montante do talude. Quando um bloco

de rocha choca contra a esta barreira, a energia é dissipada inicialmente através da soma das deformações dos elementos da malha e as forças restantes são transferidas de modo uniforme à base dos postes e aos cabos ancorados no terreno.

Aquando de impactos maiores ocorre a deformação plástica de alguns elementos da barreira, que posteriormente necessitam de ser substituídos para que a mesma retome a sua capacidade original.

f) Galeria de proteção ou “falso” túnel

A galeria de proteção (Figura 4-20) é uma solução que se emprega em maciços rochosos, quando se admite a convivência com o problema. Por norma, aplica-se a taludes muito fraturados ou com uma grande quantidade de blocos de rocha soltos, em que a sua fixação ou desmonte é muito dispendiosa.



Figura 4-20 – Galeria de proteção, *Borges (2014)*

g) Barreiras de amortecimento

Estruturas (Figura 4-21), regra geral de reduzida dimensão que têm como finalidade suportar o material em queda, impedindo que este atinja algo mais importante, como por exemplo uma linha ferroviária.

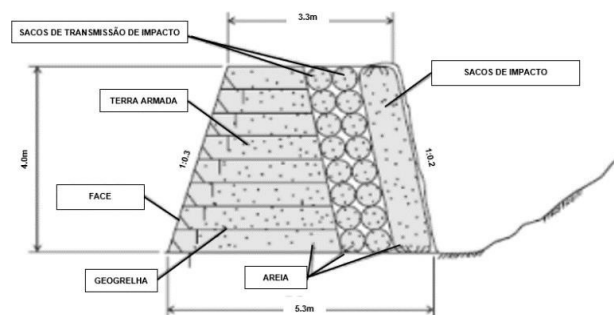


Figura 4-21 – Barreira de amortecimento, *Borges (2014)*

4.1.5.3 Medidas de correção

Geralmente, o reperfilamento (Figura 4-22) é a primeira medida a ser considerada aquando da análise da correção da estabilidade de um talude, por ser uma medida simples e de grande eficácia. O reperfilamento de um talude consiste na mudança da geometria do mesmo, recorrendo ao corte ou ao aterro, de modo a conseguir uma maior estabilidade. Sendo que, é indispensável ter em medida de conta as características do material constituinte do talude.

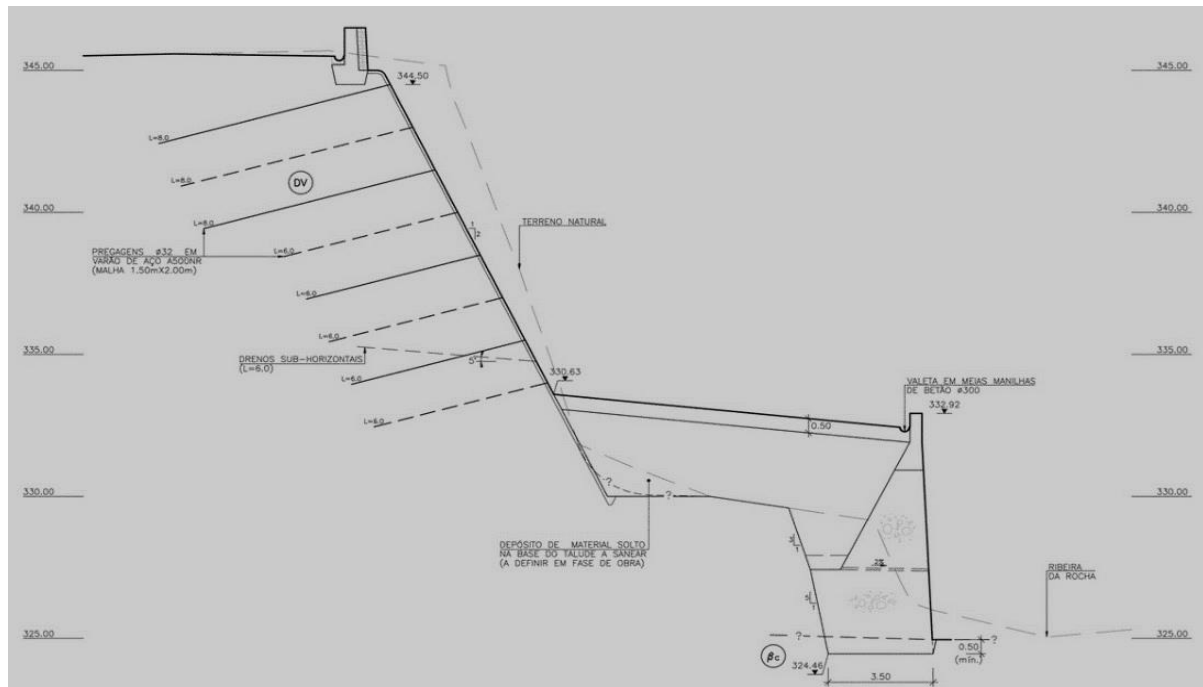


Figura 4-22 – Reperfilamento de talude, *Borges (2014)*

Com regularidade, esta medida é acompanhada por um conjunto de obras de drenagem, que permitem reduzir as infiltrações e o escoamento superficial e posteriormente, minimizar os processos erosivos.

Acrescenta-se ainda o facto de que um dos fatores que causa maior instabilidade é a gravidade, estando associada à inclinação e à altura do talude. Sendo justamente, estes fatores geométricos que ocupam maior relevância quando se adota a medida de reperfilamento do talude.

4.1.5.4 Medidas de reforço

a) Ancoragens e pregagens

Ancoragens (Figura 4-23) são elementos resistentes colocados em solos ou rochas e que permitem a transmissão de cargas de tração, aplicadas a uma zona interna do solo ou rocha. As ancoragens podem variar com o tipo de solicitação, as características do terreno e a durabilidade. E, normalmente, são considerados dois tipos de ancoragens: as ativas e as passivas.

Uma ancoragem é pré-esforçada antes de ser colocada ao serviço. Deste modo, limita a deformação da estrutura e por vezes até recupera parte da sua deformação. A carga de uma ancoragem varia entre os 200 e os 2000 KN e o seu comprimento usual varia entre os 15 e os 25 m, podendo variar entre os 10 e os 60 m. A sua armadura poderá ser constituída por cabos ou barras de pré-esforço.



Figura 4-23 – Pregagens em talude, *Borges (2014)*

Uma pregagem consiste no reforço passivo que é ativado com o deslocamento da estrutura. Por norma, a pregagem não tem comprimento livre e são seladas em todo o comprimento.

b) Estruturas de contenção

As estruturas de contenção existentes variam conforme o material constitutivo, a forma e o processo construtivo. Havendo, portanto, uma enorme variedade de soluções.

Muro de alvenaria de pedra

As mais antigas estruturas de contenção são os muros de alvenaria de pedra, utilizados para suportar os socalcos realizados para cultivar terrenos nas encostas. Este tipo de muros (Figura 4-24) estava sujeito à aplicação de regras empíricas transmitidas e otimizadas de geração em geração.

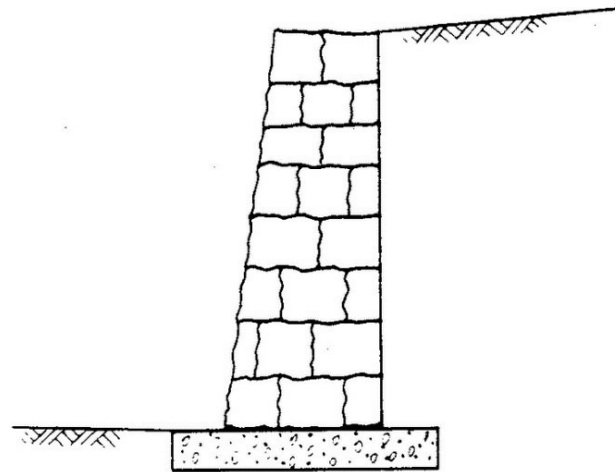


Figura 4-24 – Muro de Alvenaria de Pedra, *Grade (2014)*

Muro de gabiões

O muro de gabiões (Figura 4-25) surge como a versão moderna do muro de alvenaria de pedra, sendo constituído por caixas paralelepípedicas de rede de aço galvanizado preenchidas por enrocamento.

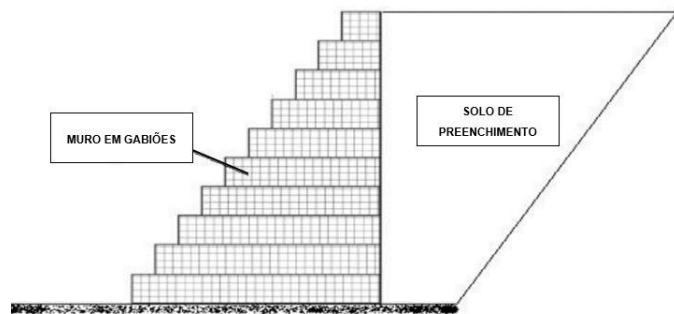


Figura 4-25 – Muro de Gabiões, *Grade* (2014)

Muro de betão

O muro de betão é uma solução muito corrente, utilizando-se betão ciclópico para alturas modestas a moderadas e betão armado para alturas maiores. Por vezes, em casos onde assim o exija, utiliza-se betão pré-esforçado para alturas maiores.

Este tipo de muro (Figura 4-26) é munido de uma sapata que se prolonga para o lado das terras suportadas e são concebidos com intuito de suportar o peso daquelas, promovendo assim a sua estabilidade. Importa assinalar que quanto maior for a altura do muro de betão, maior serão os esforços estruturais.

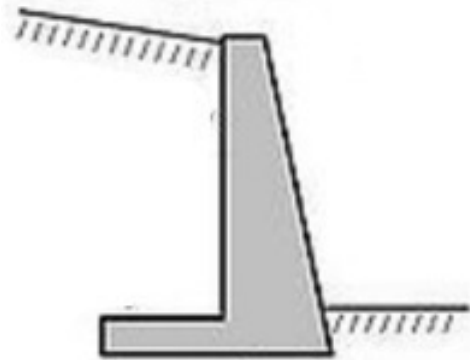


Figura 4-26 – Muro de betão, *Grade* (2014)

Muro com contrafortes

Tal como dito anteriormente, quanto maior for a altura do muro de betão, maior serão os esforços estruturais. Daí se conclui, que a partir de determinado valor da altura das terras suportadas torna-se vantajoso o uso de contrafortes (Figura 4-27), reduzindo a espessura e a armadura do paramento vertical e também própria sapata. Embora neste tipo de solução o uso de cofragem se torne mais dispendioso e envolva maiores dificuldades na execução do aterro no tardoz.

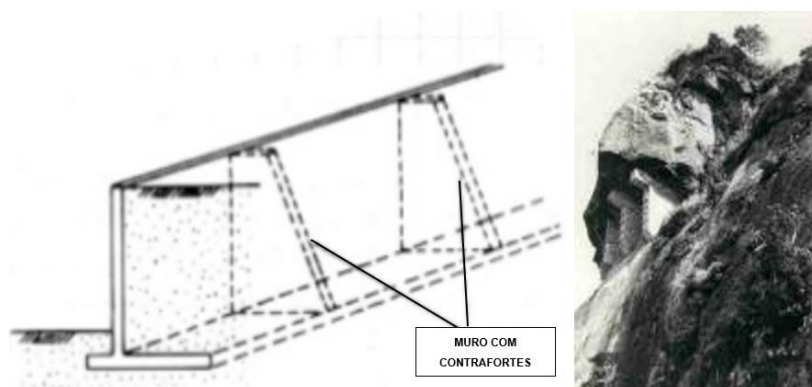


Figura 4-27 – Contrafortes – Esquema (esq) e estrutura com contrafortes (dta), *Grade* (2014)

Betão projetado

O betão projetado (Figura 4-28) é um método que consiste na aplicação de betão por jato sobre uma determinada superfície. Deste método resulta um betão com elevada resistência e compacidade. Por vezes, o betão projetado é empregue conjuntamente com pregagens e malhas de aço.



Figura 4-28 – Betão projetado

4.2 Sistemas de Drenagem

4.2.1 Considerações iniciais

A água é um dos principais fatores responsáveis pela instabilização de taludes. Assim sendo, torna-se compreensível, que a alteração da drenagem, tanto superficial como profunda, seja uma das medidas mais eficazes no que respeita à correção da estabilidade de um talude. Por vezes, esta correção evita a adoção de soluções estruturais e com maior impacto negativo a nível paisagístico.

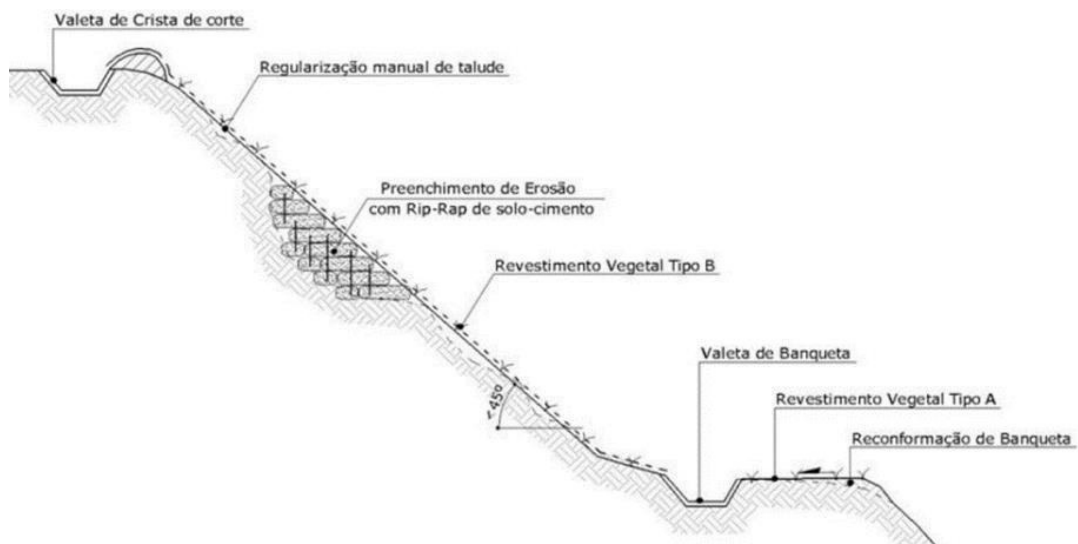


Figura 4-29 – Exemplo de drenagem superficial, *Website NARESI (2015)*

Os sistemas de drenagem (Figura 4-29) podem ser classificados como drenagem superficial ou drenagem profunda. Segundo a Instrução Técnica, IT.GEO.003.01 – “Drenagem – Terminologia, Dispositivos e Simbologia”, da REFER, E.P.E. (2004), estes sistemas têm os seguintes pressupostos:

- Evitar o acesso da água proveniente dos terrenos confinantes, à zona da plataforma da via;

- Promover a rápida escorrência superficial da água caída na plataforma;
- Reduzir a ação negativa da água emergente dos taludes, promovendo a sua recolha e o controlo das condições de escoamento;
- Evitar o acesso da água à fundação dos terrenos;
- Restabelecer as linhas de água afetadas pela construção da via férrea;
- Suprimir os efeitos das pressões hidrostáticas em obras de contenção.

4.2.2 Sistema de drenagem superficial

4.2.2.1 Considerações iniciais

A drenagem superficial, tem como principais objetivos assegurar a recolha e o escoamento das águas pluviais que incidem diretamente sobre a plataforma da via, ou que a ela acedam por escorrência das áreas vizinhas; e o encaminhamento das linhas de água intersetadas pela ferrovia, conduzindo, ao sistema de drenagem longitudinal e ao sistema de drenagem transversal. Segundo *Fernandes (2012)* é necessário conceber uma rede de canais ou valetas que evite que a água, depois de incidir um ponto do talude, percorra distâncias significativas escorrendo sobre a superfície do mesmo antes de ser coletada e conduzida por gravidade para a base do talude. Para que este sistema funcione, torna-se absolutamente indispensável a proteção dos solos com vegetação das superfícies, nas zonas não construídas.

O sistema de drenagem longitudinal inclui os seguintes órgãos hidráulicos: valetas e valas, dispositivos de entrada na rede de drenagem (sumidouros, coletores com rasgo contínuo, valetas com ou sem grelha, *etc.*), coletores longitudinais e dispositivos de drenagem de taludes. Estes dispositivos têm como finalidade, evitar a acumulação de água ao nível da plataforma da via, de modo a não contribuir para a alteração do estado hídrico dos solos de fundação com a conseqüente diminuição da sua capacidade de suporte.

O sistema de drenagem transversal é constituído por passagens hidráulicas que visam assegurar o escoamento natural dos cursos de água atravessados pela infraestrutura ferroviária, de modo a evitar inundações na plataforma da via e nas zonas circundantes. Além das passagens hidráulicas, também os coletores transversais e os dispositivos de recolha, ligação e derivação fazem parte deste sistema. Estes componentes são indispensáveis à articulação entre os diversos elementos do sistema de drenagem longitudinal, fazendo a captação e condução adequada aos pontos de descarga final.

4.2.2.2 Valeta de banqueteta

A valeta de banqueteta é instalada na interseção da banqueteta com o talude de escavação que fica sobre ela, tendo como objectivo a recolha das águas escorridas do talude e as caídas sobre a própria banqueteta. Normalmente, estas valetas são de secção semicircular, triangular ou trapezoidal.

4.2.2.3 Valeta de bordadura de aterro

A valeta de bordadura de aterro é instalada na plataforma da via, em zonas de aterro, tendo como objetivo evitar que o escoamento das águas caídas na plataforma se faça para os taludes de aterro, contribuindo para a erosão. Normalmente, estas valetas são de secção semicircular ou triangular.

4.2.2.4 Valeta de crista de talude

A valeta de crista de talude é instalada na crista dos taludes de escavação, com o objetivo de interceptar as águas de superfície provenientes dos aterros adjacentes, que escorreriam sobre o talude, com os consequentes riscos da sua erosão. Normalmente, este tipo de valetas tem secção semicircular, triangular ou trapezoidal.

4.2.2.5 Valeta de descida de talude

A valeta de descida de talude é inserida no talude de aterro ou escavação, destinada a evacuar as águas transportadas por coletores ou valetas de crista. Normalmente, este tipo de valeta é de secção semicircular, retangular ou trapezoidal.

4.2.2.6 Valeta de pé de talude

A valeta de pé de talude é instalada na base dos taludes de aterro, tendo como objetivo evitar que as águas provenientes da plataforma e dos taludes de aterro sejam escoadas nos terrenos confinantes. Além disso, permitem evitar que as águas superficiais escoadas sobre o terreno natural, quando a inclinação deste favoreça a drenagem para a base do talude, possam provocar neste a erosão do pé do talude e a sua consequente instabilização. Normalmente, estas valetas são de secção semicircular ou trapezoidal.

4.2.2.7 Valeta de plataforma

A valeta de plataforma é instalada entre a plataforma e o talude de escavação e tem como finalidade a recolha das águas superficiais caídas sobre a plataforma e taludes adjacentes.

Normalmente, estes tipos de valetas são de secção triangular, retangular, trapezoidal ou semicircular.

4.2.3 Sistema de Drenagem Profunda

4.2.3.1 Considerações iniciais

Relativamente à drenagem profunda, o seu objetivo primordial é a remoção da água de percolação interna dos maciços, isto é, a interceção e o desvio das águas subterrâneas, suscetíveis de afetar o bom desempenho de qualquer elemento da infraestrutura ferroviárias.

Regra geral, o sistema de drenagem profunda é constituído pelos seguintes subsistemas:

- Drenos de interceção longitudinais e transversais;
- Drenos de rebaixamento do nível freático longitudinais,
- Geodrenos para drenagem interna de taludes.

Para que estas soluções de drenagem sejam bem-sucedidas devem ser conjugadas com soluções de drenagem superficial. Só assim as águas serão encaminhadas de forma adequada.

4.2.3.1.1 Galerias drenantes

Uma das soluções mais correntes consiste na abertura de galerias a partir da face do talude, na zona próxima do sopé do mesmo, denominadas por galerias drenantes. Estas galerias são túneis de pequeno diâmetro que geralmente, são visitáveis para inspeção e manutenção e que são revestidas com um suporte permeável.

Estas galerias são concebidas com uma certa inclinação para permitirem a drenagem por gravidade para a face do talude; e também o mais afastados possível da superfície do talude, isto é, da zona potencialmente instável.

4.2.3.1.2 Vala drenante

A vala drenante é uma solução semelhante à galeria drenante. Esta solução consiste na execução de uma vala drenante, isto é, uma vala profunda preenchida com material altamente permeável, que promove o abaixamento do nível aquífero a montante, impedindo que este atinja a zona instável. Assim, a água que chega à vala é escoada por gravidade através de um dreno transversal, construído a partir de um ponto inferior da encosta.

4.2.3.1.3 Poços drenantes

A solução de poços drenantes assemelha-se à solução de vala drenante na sua disposição, quer em planta quer em corte. No entanto, é necessário um conjunto de poços drenantes para obter o mesmo resultado.

A drenagem poderá ser feita com recurso a bombeamento, acionada automaticamente quando a água nos poços atingir um nível considerado perigoso.

4.3 Monitorização

4.3.1 Considerações iniciais

A monitorização é uma ação que consiste no controlo e registo do progresso e desempenho de uma estrutura ao longo do tempo. Ela está presente em todas as fases de uma obra, mas toma especial importância na fase de manutenção.

Na monitorização de uma estrutura geotécnica tem papel preponderante, a observação e a instrumentação, contribuindo para o controlo de uma estrutura ou de uma obra subterrânea. Estas ferramentas permitem prever o comportamento da estrutura quando sujeita a cargas, movimentos e outras ações que podem advir de fenómenos naturais ou originados pelo Homem.

Em projetos de grande importância é fundamental o estudo geotécnico para as diferentes fases do projeto. Por isso, na maioria das vezes, a monitorização está patente em todas as fases do projeto, desde a sua elaboração, passando pela execução e culminando na sua manutenção.

Sempre que se recorre à monitorização desde a fase de projeto, são óbvios os ganhos em termos de melhor funcionamento, durabilidade e segurança da obra. Nesta fase é possível obter parâmetros como a pressão intersticial e suas variações, utilizando piezómetros, durante os trabalhos de prospeção; a verificação das condições hidrogeológicas, como a posição do nível freático e a permeabilidade; e ainda, determinar os estados de tensão e deformabilidade *in situ*.

Deste modo, com vista à obtenção destes valores, elabora-se um plano de observação, onde se estabelece o tipo de instrumentação a ser instalada no local. Por vezes, este plano é somente elaborado em fase de obra, e portanto, o processo de controlo de instrumentação e estruturas geotécnicas é feito durante a fase de construção.

Em fase de construção, a aplicação da monitorização depende do tipo e do tamanho da obra, das condições existentes e do planeamento de obra. Nesta fase, a monitorização é utilizada da seguinte forma:

- Executar ensaios em aterros experimentais para verificar taxas de assentamento, ensaios de carga estáticos e dinâmicos em estacas;
- Confirmar todos os parâmetros geotécnicos;
- Controlar os comportamentos dos seguintes elementos: estrutura em execução, maciço envolvente e estruturas vizinhas;
- Definir a velocidade de avanço da obra;
- Controlar a qualidade da execução de obra;
- Garantir a segurança da obra.

Acrescenta-se ainda, que a instrumentação é muitas vezes utilizada como auxílio ao processo de construção.

Finalmente, na fase de exploração a monitorização também ocupa um papel fundamental, podendo-se evidenciar as seguintes vantagens na sua utilização:

- Controlar a estrutura durante o seu ciclo de vida;
- Acompanhar o comportamento do maciço envolvente e a interação deste com a estrutura;
- Verificar as condições de operação e segurança.

Em termos gerais, o uso da monitorização é vantajoso e permite obter os benefícios que se descrevem a seguir:

- Antecipar as ocorrências na estrutura geotécnica em questão;
- Avaliar os “inputs” de projeto, permitindo reduzir os riscos;
- Minimizar os danos das estruturas adjacentes ou da própria estrutura;
- Avaliar e melhorar os diferentes processos construtivos e meios para execução da obra;
- Fornecer garantias de qualidade, especialmente no caso de projetos de construção;
- Controlar a obra e oferece a possibilidade de decidir a velocidade de avanço de obra;
- Facilitar a conceção de ações de correção em situações de alarme;
- Auxiliar na gestão de projetos politicamente sensíveis e reduzir litígios;
- Promover correções em projetos futuros, caso seja necessário.

4.3.2 Observação de Estruturas Geotécnicas

A observação é parte fundamental do próprio projeto de estabilização. Este procedimento é antigo na Engenharia Geotécnica, designado por *Peck*, como método observacional, *Fernandes* (2012).

Por exemplo, a grande maioria das instabilizações observadas em taludes naturais, dizem respeito a condições exceccionalmente adversas da água no terreno, ocorrendo com maiores ou menores períodos de retorno. Tais condições, podem gerar a instabilidade num ano muito chuvoso e voltar a assumir uma aparência de estabilidade durante longos anos, sem que haja a necessidade de realizar qualquer obra de estabilização.

Facilmente se compreenderá, que após determinadas obras de estabilização e verificação da eficácia das mesmas, a observação a longo prazo, torna-se indispensável. A sua observação permitirá verificar se algum elemento relevante de reforço está deteriorado ou deixou de estar ativo, exigindo obras de reparação ou manutenção. Neste enquadramento, *Fernandes* (2012) cita a regra: “talude que foi intervencionado após sinais de instabilidade não deve deixar de estar sob observação”.

4.3.3 Plano de Observação e Monitorização

O plano de observação de uma estrutura geotécnica compila as diversas grandezas a medir e os respetivos métodos de medição, equipamentos e locais de instalação. Na Tabela 4.5 apresenta-se um plano típico (não exaustivo) de observação de um talude natural. Em algumas situações é aconselhável medir outras grandezas no próprio terreno, como as deformações internas a vários níveis com extensómetros. Em construções cujo talude sofreu danos, deverá medir-se a largura de fendas com um alongâmetro ou uma régua de fendas.

Tabela 4.5 – Plano típico de monitorização de um talude natural – grandezas a medir, métodos e equipamentos de medição e respetivos locais de instalação, *Fernandes* (2012).

Grandezas a medir	Equipamento/Método	Local de instalação
Deslocamentos horizontais em profundidade	Inclinómetro	Tubos inclinométricos instalados em furos de sondagem
Deslocamentos da superfície	Marcas e alvos topográficos	Pontos da superfície do talude ou de estruturas situadas sobre o mesmo
Forças	Células dinamométricas	Cabeças das ancoragens
Pressões/níveis de água no solo	Piezómetros hidráulicos ou elétricos	Furos de sondagem a diversas profundidades
Níveis de precipitação	Pluviómetros	Pontos da região envolvente e do próprio talude

Os tubos inclinométricos são amplamente utilizados na medição dos deslocamentos horizontais ao longo de uma linha vertical no interior do talude e na medição dos

deslocamentos da superfície, podendo em certos casos ser difícil conseguir uma estação de referência nas proximidades do talude para observação topográfica.

No caso das ancoragens, a medição das suas forças é muito importante. As ancoragens são seladas em zonas do terreno fora da massa instável e aumentos das forças juntas das cabeças, são resultantes de movimentos da massa onde estão instaladas.

A análise das variações das forças aqui em causa e dos deslocamentos nos tubos inclinométricos é na maioria das vezes preciosa para a interpretação do comportamento do talude e da sua evolução.

Por exemplo, a redução das forças nas ancoragens pode resultar na relaxação do tirante, por deficiências na cabeça ou por fluência no terreno envolvente do bolbo, ou ainda dever-se à corrosão da armadura. Nestas circunstâncias, para que as ancoragens continuem a desempenhar a sua função estabilizadora, estas terão que ser retensionadas, em caso de relaxação, ou substituídas, em caso de corrosão.

Quanto aos níveis da água e as respetivas pressões na água dos poros são medidos por piezómetros, hidráulicos ou elétricos. Em taludes de grande complexidade, podem existir diversos níveis aquíferos sem continuidade na vertical.

Ademais, em relação aos níveis de precipitação, a comparação ao longo do tempo da evolução dos deslocamentos registados num dado talude, com a precipitação na região, é quase sempre esclarecedor da enorme influência das condições adversas da água no terreno e conseqüentemente, na instabilidade dos taludes. Esclarece-se que a precipitação muito intensa num curto período de tempo está associada a escorregamentos mais ou menos superficiais. Por outro lado, os escorregamentos profundos, envolvendo grandes massas, estão associados a períodos relativamente longos de precipitação.

Dado que este problema é de elevada complexidade, não é possível fazer uma associação em termos quantitativos entre a precipitação e o escorregamento de taludes, a não ser que se tome a experiência local.

Relativamente à topografia, também esta influencia a instabilidade. Os efeitos topográficos revelam-se importantes em deslocamentos superficiais. No entanto, em deslizamentos profundos, nos quais a superfície de rotura passa junto da base do talude, o efeito topográfico pode ser desprezado, pois a amplificação sísmica diminui rapidamente com a profundidade no interior da elevação.



CASO DE ESTUDO

5. CASO DE ESTUDO

5.1 Considerações Prévias

O presente capítulo é dedicado ao estudo e análise da estabilização de um talude de aterro e um talude de escavação, localizados num eixo ferroviário, em concreto na Linha do Sul.

5.2 Enquadramento Geográfico

O troço de caminho-de-ferro em estudo localiza-se a Este da estação de Pereiras-Gare, no concelho de Odemira, entre os quilómetros 263,700 e 263,900 (Figura 5-1).

A linha desenvolve-se em alinhamento reto e em traçado misto, isto é, escavação do lado direito e aterro do lado esquerdo, tendo o talude de aterro uma altura média de cerca de 18 m. Após o quilómetro 263,900, o traçado passa a ser em curva à direita e apresentando em ambos os lados da via taludes de escavação.



Figura 5-1 – Vista em planta do local em estudo, IPE, S.A. (2015)

5.3 Enquadramento Geológico

A área em estudo localiza-se numa zona designada por “Formação de Mira”, de acordo com a *Carta Geológica de Portugal* (Figura 5-2).

A “Formação de Mira”, Grupo do *Flysch* do Baixo Alentejo, é datada do Carbónico Inferior (*HMI*), Era Paleolítica e é caracterizada por ser constituída por formações metassedimentares (xistos e xisto-grauvaques).

Do ponto de vista sedimentológico, ocorre uma sucessão típica de sedimentos turbidíticos de tipo *flyschóide*, afetados por metamorfismo de baixo a médio grau, onde dominam as fácies pelíticas responsáveis pela presença expressiva de xistos argilosos e sericíticos e pelitos, que intercalam com grauvaques de grão fino.

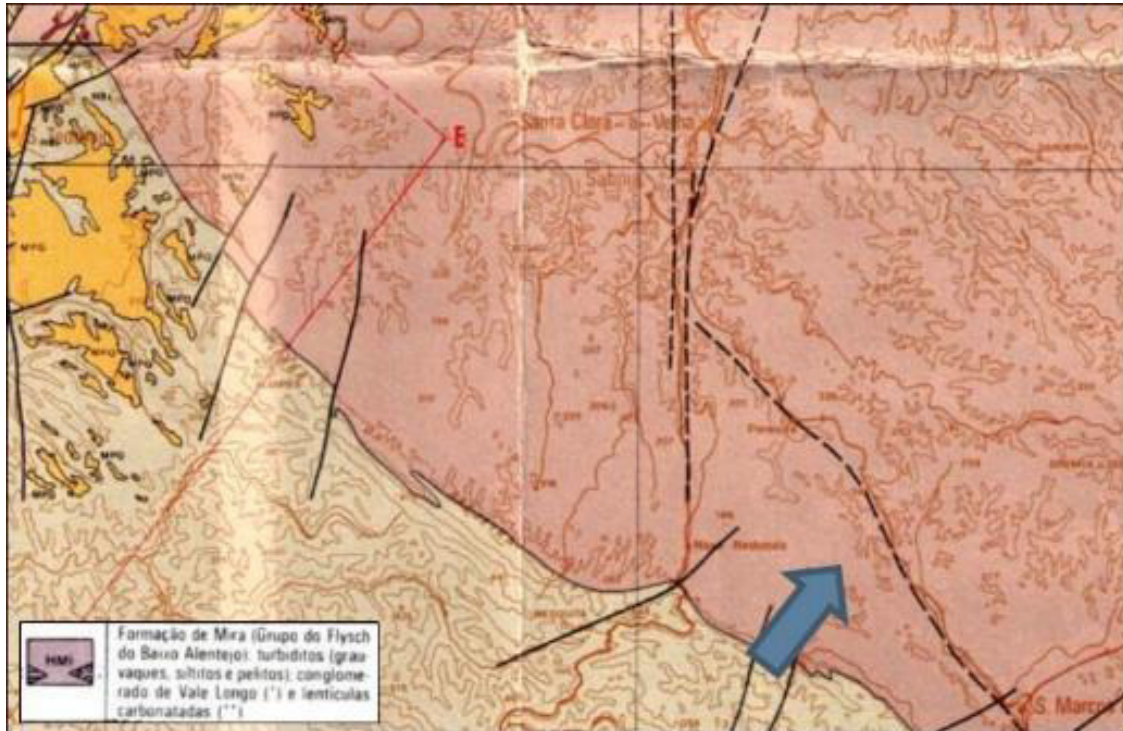


Figura 5-2 – Extrato da Carta Geológica de Portugal (folha 7), IPE, S.A. (2015)

O maciço rochoso exhibe um estágio evolutivo de alteração diverso, globalmente avançado no topo, no domínio do maciço muito alterado a decomposto (W4 a W5), a que se sucedem em profundidade núcleos mais ou menos resistentes, englobados em horizontes muito a medianamente alterados (W4 a W3), a pontualmente pouco alterado (W2), que não se posicionam preferencialmente acima da plataforma do caminho-de-ferro.

O estado de fracturação do maciço é por via de regra denso, imposição que decorre sobretudo da xistosidade apertada, mas também diaclasamento. As fraturas apresentam-se lisas e quase sempre exuberantemente preenchidas. Esta formação é sobreposta em toda a área em estudo, por aterro de matriz areno-silto-argilosa de tons acastanhados e acinzentados com fragmentos de xisto-grauvaque muito alterados e depósitos colúvio-aluvinares de natureza silto-argilosa, de tons acastanhados com frequentes fragmentos de xisto dispersos.

5.4 Enquadramento Geotécnico

No âmbito do *Projeto Lisboa Algarve: Estudo geotécnico referente ao troço Santa Clara/Tunes da Linha do Sul*, na zona da plataforma da via e do talude de aterro estabilizado, do km

263,770 ao km 263,820 do lado esquerdo, embora não tenham sido realizados trabalhos de prospeção geotécnica, na zona envolvente foi efetuada a seguinte prospeção:

- PR2 (poço de reconhecimento) ao km 263,770, na crista do talude de escavação do lado direito até à profundidade de 3 m, com materiais de xistos e grauvaques, intensamente degradados e fraturados, debitando-se num material grosseiro com matriz silto-areno-argilosa (“Formação de Mira”). De acordo com a classificação AASHTO, temos um solo A-2-4 (0);
- PS4 (perfil sísmico de refração) ao km 263,790, na crista do talude de escavação do lado direito, onde se verificam estratos com velocidades de propagação das ondas longitudinais (V_p) crescentes com profundidade, estratos mais competentes, mas com velocidades inferiores a 1900 m/s, podendo os mesmos serem ripáveis com a utilização de meios mecânicos;
- PP11 (poço na plataforma de via) ao km 263,120, até a uma profundidade de 0,60 m numa zona de aterro similar que antecede a zona em análise, do lado esquerdo, constituído por materiais de aterro de xisto, com seixo de calibre variável, em matriz areno-silto-argilosa, castanho amarelado, sendo classificados segundo a classificação AASHTO como solos A-2-6 (0) e GC (unificada).

Mais tarde, em abril de 2015 a empresa Tecnasol realizou diversas sondagens mecânicas (Figura 5-3), que ajudaram à melhor compreensão da geologia da área em estudo. Assim, foi possível individualizar as unidades lito-estratigráficas da zona.

Quanto ao aterro foi reconhecido na zona superficial das sondagens S1, S2, S3 e S6. Este aterro apresenta espessuras compreendidas entre 1,5 m (sondagem S6) e 7,2 (sondagem S3), correspondendo ao aterro da via férrea, caracterizado por um solo-enrocamento de matriz areno-silto-argilosa de tons acastanhados e acinzentados, com abundantes fragmentos de xisto-grauvaque de tons acinzentados e acastanhados dispersos.

O depósito colúvio-aluvionar foi identificado somente na sondagem S4, com espessura de 1,5 m, caracterizando-se por um solo de natureza argilo-silto-arenosa de tons acastanhados e acinzentados, com fragmentos de xisto e grauvaque envoltos na matriz.

O aluvião foi reconhecido apenas na sondagem S5, com uma espessura máxima de 3 m, caracterizando-se por depósito aluvionar de natureza argilo-silto-arenosa, de cor castanho, com fragmentos de xisto-grauvaque, relacionado com a linha de água situada no pé de talude.



Figura 5-3 – Localização das Sondagens realizadas pela empresa Tecnasol, IPE, S.A. (2015)

A “Formação de Mira” foi detetada subjacente aos aterros e aos depósitos colúvio-aluvionares e aluvionares e corresponde a:

- Xisto decomposto a muito alterado (W5 a W4) – foi reconhecido em todas as sondagens, subjacente aos aterros e aos depósitos colúvio-aluvionares, com espessuras compreendidas entre 0,5 m (sondagem S5) e 11,5 m (sondagem S2). Trata-se de um xisto decomposto a muito alterado (W5 a W4), recuperado com fragmentos de xisto ($D_{\text{máx}}=10$ cm), de tons acastanhados e acinzentados, onde por vezes é visível a estrutura original da rocha mãe. Pontualmente, apresenta matriz argilo-silto-arenosa, de tons acastanhados, acinzentados e negros. A xistosidade quando observável, inclina cerca de 5° em relação ao eixo da sondagem. As fraturas por norma são coincidentes com a xistosidade, apresentando percentagens de recuperação muito baixas, entre os 10 e os 43%;
- Xisto-grauvaque muito fraturado – foi identificado apenas na sondagem S3, com uma espessura de 4,15 m, caracterizando-se por um xisto-grauvaque de tons acastanhados e acinzentados, muito fraturado (F5) e alterado (W4). A xistosidade, quando identificável, inclina cerca de 20 a 30° em relação ao eixo da sondagem. As fraturas coincidem com a xistosidade e apresentam os bordos irregulares, por vezes oxidados e pontualmente com ligeiro preenchimento argiloso. Verifica-se ainda a presença de massas de quartzo muito fraturadas. A percentagem de recuperação é muito variável oscilando entre os 33 e os 100%;
- Silte argiloso – foi detetado apenas nas sondagens S1, entre os 11 e os 14 m e caracteriza-se por ser um silte argiloso, de cor castanho-amarelado, com laivos alaranjados e acinzentados e ainda pequenas pontuações de cor negra. Poderá corresponder a uma rocha filoneana decomposta (W5) e a percentagem de recuperação é baixa na ordem dos 25%.

A análise e a interpretação dos resultados obtidos nesta campanha de sondagens permitiram definir três zonas geotécnicas, de ZG3 a ZG1, sendo a zona ZG1 subdividida nas seguintes zonas: ZG1B e ZG1A. Estas zonas geotécnicas são a seguir explicadas:

- Zona geotécnica 3 (ZG3) – esta é a zona de piores características geotécnicas. Foi definida em todas as sondagens desde a superfície até à profundidade máxima de 7,2 m (sondagem S3), e corresponde ao aterro da via e aos depósitos colúvio-aluvionares e aluvionares, localizados na base do aterro. Nesta zona foram realizados ensaios de penetração dinâmica SPT, a que corresponderam valores NSPT entre 2 e 29 pancadas, sendo os valores mais frequentes inferiores a 10 pancadas;
- Zona geotécnica 2 (ZG2) – esta zona foi definida em todas as sondagens, exceto na sondagem S4, e está subjacente à zona anterior, desenvolvendo-se até à profundidade máxima de 10,5 m (sondagem S1). Compreende os xistos decompostos a muito alterados (W5-4), e o nível de silte argiloso da sondagem S1. Nesta zona foram realizados vários ensaios de penetração dinâmica SPT, a que corresponderam valores de NSPT entre 7 e 47 pancadas, sendo os valores mais frequentes entre 16 e 29 pancadas;
- Zona geotécnica 1B (ZG1B) – esta foi definida, nas sondagens S1 a S4. Apresenta espessura máxima de 4,15 m (sondagem S3) e corresponde aos xistos decompostos a muito alterados (W5 a W4) com valores de NSPT sempre superiores a 60 pancadas;
- Zona geotécnica 1ª (ZG1A) – esta é a zona de melhores características geotécnicas, tendo sido definida apenas nas sondagens S3 e S5, com espessura máxima de 3,3 m (sondagem S5), desenvolve-se até às profundidades máximas prospectadas, nessas sondagens. Está representada pelos xistos medianamente a pouco alterados (W3 a W2), com fraturas muito próximas a medianamente afastadas (F5 a F3), e valores do índice de qualidade R.Q.D, de 40%.

5.5 Infraestruturas existentes

Relativamente às infraestruturas existentes no subsolo (sinalização e telecomunicações) importa ter em conta as estruturas existentes em ambos os passeios de via. No passeio de via do lado esquerdo encontram-se infraestruturas de telecomunicações enterradas, materializadas num tubo galvanizado. Também no passeio de via do lado direito se encontram dois monotubos em vala que compõem o caminho de cabos de sinalização e um tubo galvanizado que compõe a infraestrutura de telecomunicações. Tais elementos deverão estar a uma profundidade média de cerca de 0,5 m.

Relativamente às infraestruturas aéreas (catenária) e à superfície (maciços e postes) existentes na zona, deverá ser tido em conta a localização dos postes e dos cabos aéreos de

catenária, nomeadamente do feeder, os quais também se encontram no passeio de via do lado esquerdo.

Neste troço de linha não existem serventias, serviços e/ou infraestruturas pertencentes a entidades externas.

5.6 Enquadramento Histórico

5.6.1 Introdução

A instabilização do troço entre os quilómetros 263,700 e 263,900 há vários anos se vem verificando, provocando o forte condicionamento da circulação de comboios.

5.6.2 Projeto Lisboa/Algarve na Linha do Sul, Troço Santa Clara Sabóia - Tunes

Em 2001 foi elaborado o *Projeto Lisboa/Algarve na Linha do Sul no Troço Santa Clara Sabóia – Tunes*. Este projeto só em 2003/2004 foi realizado, incluindo o troço em estudo. Os trabalhos previstos para esta zona, de Norte para Sul, foram os que se apresentam de seguida:

- Colunas de brita: instalação de colunas de brita de ambos os lados da via;
- Escavação de taludes: escavação dos taludes naturais do lado direito de modo a produzir o seu reperfilamento, dando continuidade à modelação já executada da zona de escavação contígua (de maior altura);
- Reperfilamento de taludes anteriormente escavados: este reperfilamento envolvia o talude esquerdo e o primeiro pano do talude direito;
- Valeta na plataforma: instalação de valeta na plataforma da via;
- Valetas no talude: instalação de valetas em banquetas e descida de talude.

Apesar dos trabalhos acima referidos fazerem parte integrante do projeto alguns dos trabalhos não foram executados sendo que outros sofreram algumas alterações, tal como se define a seguir:

- Colunas de brita: a solução inicialmente projetada terá sido substituída por outra, em microestacas com perfis HEB120, com cerca de 6,00m de comprimento, instaladas em furos de 250mm de diâmetro, preenchidos com calda de cimento, tendo sido aparentemente executado um alinhamento de cada lado da via, sensivelmente envolvendo as zonas previamente previstas para as colunas de brita (...);
- Escavação de taludes: a escavação prevista para o talude direito à entrada da curva não parece ter sido realizada (...) verifica-se que o referido talude se encontra revestido por forte vegetação, ao contrário do talude que vem na continuidade, o qual, que por já ter sido escavado anteriormente, não permitiu ainda a fixação dessa

- vegetação; (...) o talude apresenta intensa vegetação, não exibindo quaisquer sinais de ter sido objeto de uma intervenção semelhante à realizada no troço contíguo;
- Reperfilamento de taludes anteriormente escavados: não é possível referir se o talude, que já tinha sido previamente escavado, terá sido reperfilado no âmbito do referido projeto; contudo, ele apresenta, no pano inferior, junto à linha, um revestimento em betão projetado, o qual terá sido executado no âmbito da empreitada associada ao projeto; nos panos superiores são visíveis vários sinais de instabilização do talude;
 - Valeta na plataforma: desconhece-se qual a situação existente antes da execução do projeto em causa mas atualmente é visível uma valeta na plataforma de via;
 - Valeta no talude: é visível que o talude tem instalado um sistema de valetas nas banquetas para recolha de águas; este sistema, (...) apresenta-se, contudo, muito degradado, por vezes partido, não dando uma adequada continuidade às águas que visa recolher; (...) parece claro que este sistema não foi prolongado na direção do talude que não parece ter sido objeto de reperfilamento.

Mais tarde, entre os anos de 2006 e 2013 foram executadas diversas intervenções, nomeadamente ataques mecânicos ligeiros e pesados, com reposição de nivelamento, com vista à permissão de um adequado nível de segurança para a passagem de comboios. Até ao ano de 2013, o comportamento da linha foi monitorizado com a passagem do veículo EM120.

Em abril de 2013 surgiram em ambos os passeios da via fissuras longitudinais que indiciavam o desenvolvimento de uma superfície de escorregamento. Ao nível da superestrutura da via registaram-se assentamentos consideráveis, sendo notório deformações em ambos os carris. O mau comportamento da linha levou à implementação de uma limitação de velocidade de 30km/h, entre os quilómetros 263,700 e 263,900.

Outras medidas foram tidas em conta, nomeadamente, no que respeita à monitorização da via. Foi instalado um conjunto de marcas de nivelamento, quer nos carris, quer no passeio da via, de modo a avaliar a evolução dos movimentos verticais, assentamentos e empolamentos na via. Iniciaram-se leituras topográficas, de controlo dos assentamentos dos carris, em vários perfis entre os quilómetros 263,700 e 263,830, em abril de 2013.

Mais tarde, em outubro de 2013 foram colocadas marcas de nivelamento adicionais nos passeios de via, entre os quilómetros 263,805 e 263,832. A instabilização do talude era evidente, levando a uma proposta de metodologia de intervenção feita em dois períodos. Numa primeira fase adotou-se uma solução de carácter provisório e posteriormente uma intervenção de estabilização definitiva.

Com vista à adoção de uma solução provisória foi prevista a realização de uma campanha de prospeção de 6 sondagens que permitissem validar os pressupostos de dimensionamento da

contenção provisória e também, servir de base à posterior definição de uma solução de estabilização definitiva. Além disso, aquando da execução mitigador, foram também instalados 4 inclinómetros, algumas marcas topográficas nos carris e nos passeios de via e alvos topográficos na contenção provisória.

5.6.3 Solução Mitigadora

A solução mitigadora adotada foi uma contenção provisória constituída por uma cortina de micro-estacas em tubos de aço de alta resistência, $\Phi 127$ mm e 9 mm de espessura espaçadas de 0,50 m, a executar no passeio de via do lado esquerdo e com um comprimento mínimo de selagem de 4 m no maciço rochoso (SPT>40 pancadas).

Ao nível do topo, a cortina foi travada com recurso a tirantes em cordão de aço de alta resistência, espaçados de 1,50 m e amarrados no terreno natural do lado direito da via por meio de pregagens em varão de aço, $\Phi 32$ mm, com um comprimento mínimo de selagem de 3 m em terreno competente. Estes tirantes atravessaram o balastro, sob os carris em tubos de revestimento metálicos. Longitudinalmente, as micro-estacas foram solidarizadas entre si por meio de uma viga de distribuição constituída por perfis metálicos UNP120.



Figura 5-4 – Solução Mitigadora – Cortina de microestacas, IPE, S.A. (2015)



Figura 5-5 – Solução Mitigadora – Tirantes de cordão de aço de alta resistência, IPE, S.A. (2015)

A implementação de um plano de instrumentação, quer da linha ferroviária, quer da própria contenção verificaram-se de maior importância no acompanhamento do comportamento do talude após a execução da contenção.

5.6.4 Solução Definitiva

A solução definitiva é o objeto de estudo deste trabalho e é desenvolvida de forma pormenorizada nos subcapítulos subsequentes a este.

5.7 Situação atual

Após a realização da campanha de prospeção geotécnica e com base na análise dos resultados da monitorização dos equipamentos instalados e de outros registos analisados (dados obtidos através da EM120, do georadar e da precipitação), a nota técnica produzida pela REFER Engineering, E.P.E. em agosto de 2014, segundo *Melo* (2014), concluíram os aspetos principais de instabilização a seguir enumerados:

- A zona onde ocorre a instabilização está bem delimitada entre o km 263,780 e o km 263,830;
- O limite do troço ao km 263,830 parece coincidir com a transição da zona em aterro para a zona em escavação;
- Nessa zona de transição, mas em profundidade, as sondagens parecem revelar um elevado grau de alteração e decomposição da camada superficial da fundação rochosa, onde foram obtidos baixos valores de SPT;
- Os registos da EM120 e os elementos contidos no projeto executado em 2003/2004 parecem mostrar que o processo de instabilização agora em estudo já estava ativo em 2001;
- A correção do traçado da linha realizado em 2003/2004 parece ter conseguido a estabilização do fenómeno durante cerca de 1 a 2 anos seguintes, mas em 2007 ele terá sido reativado;
- No troço instabilizado observa-se, nos carris, uma evolução contínua dos assentamentos, os quais aumentam progressivamente com o aumento da quilometragem, terminado bruscamente com o que parece ser um deslocamento relativo ao longo de uma superfície de corte instalada na referida transição entre o aterro e a escavação. Este tipo de efeito parece claro da análise comparada dos assentamentos do carril do lado esquerdo e do carril do lado direito;
- A montante e a jusante da zona onde ocorrem assentamentos parecem ter sido registados ligeiros empoamentos dos carris;
- Os movimentos verticais dos carris não têm, contudo, paralelo nos dois passeios de via onde as marcas se mostraram, durante grande parte do período de observação praticamente estacionadas; tal significa que o processo parece estar a afetar a zona dos carris, mas não a zona dos passeios de via;
- Desde que se iniciaram os trabalhos para a execução da solução mitigadora, as marcas de nivelamento nos passeios de via e o inclinómetro instalado na zona começaram a acusar maiores deslocamentos (deste último não se pode falar em maiores deslocamentos pois não se conhece a sua evolução antes do início dos trabalhos); não é possível, nesta fase, afirmar, inequivocamente, se tal comportamento

está associado apenas à natural resposta do aterro à intervenção efetuada ou se corresponde a um agravar da situação de estabilidade do aterro, mas a coincidência no tempo entre a ocorrência dos movimentos e o início dos trabalhos levam a admitir como mais provável a primeira situação;

- Nos inclinómetros instalados na zona, apesar de já terem registado deslocamentos horizontais do aterro, não foi detetada uma clara superfície de corte que possa estar associado a um movimento generalizado de uma massa de solo;
- A água, para além de parecer estar na origem da deterioração das características mecânicas da camada dos materiais na transição aterro/fundação, também parece ter vindo a condicionar o ritmo a que vem evoluindo o processo de instabilização;
- Os diversos ataques mecânicos realizados ao longo dos anos desde a intervenção em 2003/2004 nunca conseguiram restabelecer as condições do projeto, nomeadamente em termos das pendentes longitudinais dos carris.

Depois de tais conclusões, a mesma nota técnica, *Melo* (2014), recomendou a execução de quatro tipos de intervenções, tendo em conta a explicação identificada para o fenómeno instalado:

- Melhoramento das características do aterro sob o balastro;
- Melhoramento do sistema de drenagem dos taludes de escavação do final do troço;
- Retificação da geometria do traçado dos carris em altimetria;
- Instalação de uma cortina definitiva ancorada.

5.8 Solução Definitiva

5.8.1 Trabalhos Preparatórios

Em relação ao talude de aterro, na primeira fase dos trabalhos, a solução preconizada exige a execução de uma plataforma de trabalhos estável, para a execução das micro-estacas e da parede de contenção, junto da via ferroviária.

Em relação ao talude de escavação, os primeiros trabalhos a serem executados consistem no saneamento do talude, removendo os materiais oriundos da instabilização ocorrida. Além disso, será fundamental a remoção dos materiais que apresentam sinais evidentes de desagregação ou passíveis de desencadear novos escorregamentos.

5.8.2 Estabilização do Talude de Aterro

5.8.2.1 Considerações Gerais

Tendo em consideração os deslocamentos consideráveis que se foram registando nos dispositivos de instrumentação localizados na zona do talude em questão, em especial nos períodos de maior pluviosidade, os quais terão sido desencadeados devido à presença de água no talude, preconizou-se a materialização de uma solução de reforço intermédio de execução de uma estrutura de suporte de terras, a qual privilegia a garantia da estabilidade da plataforma ferroviária.

Para complementar, preconizou-se o reperfilamento do talude e a execução de uma máscara drenante na zona superior do mesmo e a colocação de colchões reno, na zona inferior e na base da vala existente no pé do talude. Através da execução desta solução, pretendeu-se aumentar a capacidade resistente à estabilidade global do talude, garantir a estabilidade do pé do mesmo e prevenir a ocorrência de fenómenos de erosão superficial durante as épocas de maior pluviosidade.

Uma das principais causas que terá potenciado os deslocamentos registados na plataforma ferroviária terá origem na infiltração de águas no talude, considerou-se imprescindível a materialização de um sistema de drenagem de águas superficial, através da construção de caleiras de plataforma e de descidas de talude em valeta.

5.8.2.2 Estruturas de Suporte de Terras

Tendo em consideração os condicionamentos existentes, preconizou-se a materialização de uma estrutura de suporte de terras na zona superior do talude, constituída por painéis em betão armado, apoiados em micro-estacas verticais. A estrutura de suporte escolhida foi do tipo “Berlim Definitivo”.

A tecnologia de contenção tipo “Berlim Definitivo” proposta consiste basicamente na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado que apoiam em micro-estacas verticais. Os painéis serão betonados contra o paramento vertical aberto no terreno, garantindo-se a estabilidade da parede, face aos impulsos do terreno durante as operações de escavação, pela execução de pregagens autoperforantes.

A solução proposta é constituída por uma parede de contenção de betão armado com 0,30 m de espessura e altura máxima de 5,0 m. A fundação da parede de contenção será materializada através das micro-estacas, que serão encabeçadas por uma viga-macizo de betão armado, com 0,60 m de altura e 0,80 m de largura.

As micro-estacas de fundação verticais são do tipo N-80 (API-5A) com seção $\varnothing 139,7 \times 9$ mm, com afastamento médio de 2,0 m (a eixo). O comprimento total das mesmas deverá permitir que os respetivos bolbos de selagem, com no mínimo 5,0 m, se localizem em terrenos competentes (ZG1B - com NSPT superior a 60) e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação. Os tubos N80 (API-5A), com uniões exteriores serão instalados em furos com 250 mm de diâmetro, selados com calda de cimento com recurso ao sistema IRS (injeção repetitiva e seletiva) por intermédio de tubos manchete com obturador duplo e válvulas antirretorno, espaçadas a cada 1,0 m.

O equilíbrio da parede face aos impulsos provocados pelo terreno e pelas sobrecargas ferroviárias será garantido pela realização de pregagens autoperfurantes, como referido anteriormente, a executar com espaçamento de 2,0 m. À semelhança das micro-estacas, as pregagens deverão ser seladas em ZG1B, garantido um comprimento de selagem mínimo de 7,0 m. Prevê-se a execução de pregagens autoperfurantes, do tipo Titan, $\varnothing 52/26$ mm, ou equivalente, com vantagens significativas face às tradicionais, nomeadamente pela facilidade de atravessamento dos materiais de aterro sem recurso a entubamento provisório, permitindo uma maior rapidez e facilidade de perfuração e de injeção da calda de cimento, assim como a utilização de equipamentos de menor porte. De referir que para proteção da cabeça das pregagens deverá ser executado um maciço de betão armado.

Relativamente à drenagem da parede foi prevista a execução de geodrenos sub-horizontais em PVC $\varnothing 50$ mm, corrugados e ranhurados, com inclinação ascendente de 5° com a horizontal, 8 m de comprimento e afastamento de 2 m em planta.

Preconizou-se ainda a execução de uma banquetta com cerca de 1,65 m de largura à frente da parede, revestida com betão C16/20, armada com fibras metálicas, com 0,10 m de espessura, com pendente de 2,5% para a caleira em meia cana prevista para a frente da parede. Esta caleira permitirá, ainda, a recolha e condução das águas provenientes dos dispositivos de drenagem sub-superficiais instalados na parede.

Para a execução desta solução, será necessária a realização de uma plataforma de trabalho, compatível com a geometria do talude, que garanta a segurança dos trabalhadores durante a execução dos trabalhos, assim como o suporte dos equipamentos de furação (a definir pelo empreiteiro).

De forma a melhorar as condições de estabilidade e de drenagem do talude de aterro, e evitar problemas de erosão superficial, propõe-se a execução de uma escavação, com inclinação variável (máximo 2H:1V), de reperfilamento do talude e a execução de máscara drenante 100/200 mm, com 0,40m de espessura (zona superior).

Na zona inferior do talude propõe-se a colocação de colchões reno (zona inferior) com 0,30 m de espessura, os quais deverão ser prolongados para a zona da base da vala, de forma a garantir a regularização da ribeira e incrementar a segurança da estabilidade do pé do talude de aterro (evitando a erosão). Tanto a máscara como os colchões reno deverão ser colocados sobre geotêxtil de separação, com gramagem não inferior a 300 g/m². Nas zonas junto às descidas de talude, de forma a garantir o encaminhamento da água para as mesmas, deverá ainda ser colocada geomembrana em PVC com 2 mm de espessura.

5.8.2.3 Estabilização do Talude de Escavação

Para os panos do talude de escavação, entre o km 263,810 e o km 263,980, situados acima da primeira banqueteta e que não foram revestidos na intervenção de 2003/2004, prevê-se, nesta fase, o seu revestimento com betão projetado, com fibras metálicas, com 0,11 m de espessura, a colocar em três camadas (4m+4cm+3 cm). (Figura 5-6).

O betão projetado deverá ser aplicado por via húmida e deverá dispor de características resistência e deformabilidade equivalentes à do betão C30/37. As fibras metálicas, a incorporar nas duas primeiras camadas de betão projetado, deverão ser do tipo SIKA 65/35NB, ou equivalente, com dosagem mínima de 30 Kg/m³.

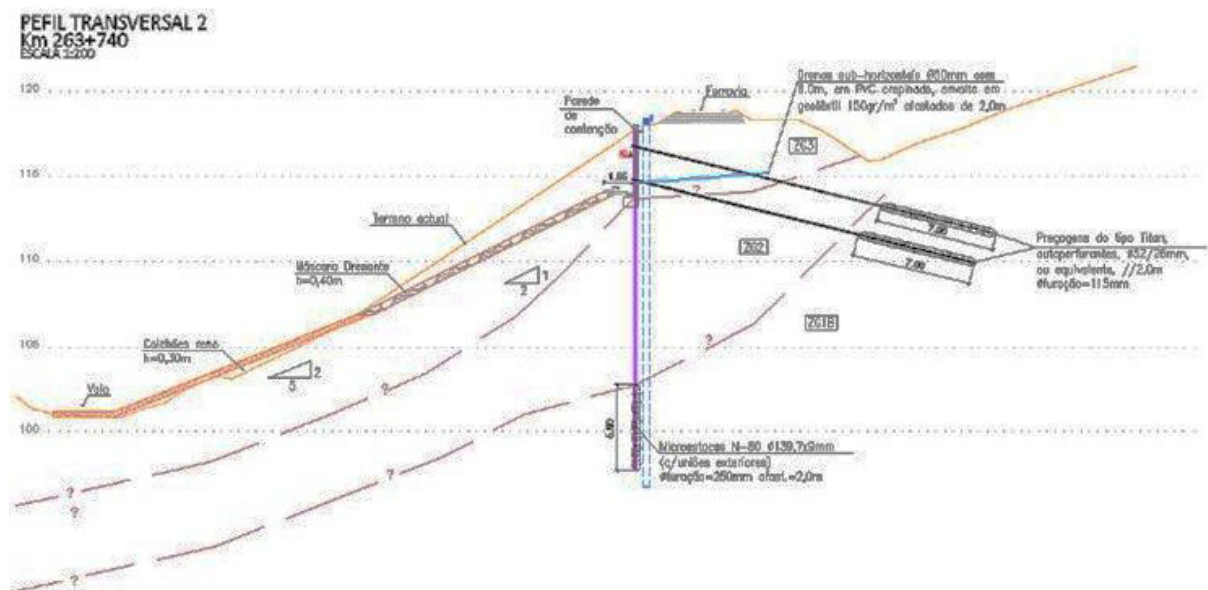


Figura 5-6 – Secção do tipo da solução proposta de estabilização do talude de aterro, IPE, S.A. (2015)

A opção por betão projetado, armado com fibras, encontra-se associada à melhor moldagem do mesmo às irregularidades do talude, comparativamente com soluções com recurso a malha electrossoldada, que requerem uma rigorosa regularização prévia da superfície escavada.

As pregagens serão constituídas por varões de 25 mm de diâmetro, em aço de rosca contínua A500/A550, do tipo *Gewi*, ou equivalente, colocadas em furos com diâmetro de 100 mm e seladas com calda de cimento de características adequadas, através da técnica IGU. Com este processo pretende-se perturbar ao mínimo as características do terreno natural durante a realização dos trabalhos.

As pregagens deverão ser devidamente protegidas contra a corrosão em todo o seu comprimento através de uma bainha bi-corrugada, pré-injetada. O comprimento será variável entre 6,0 e 8,0 m e a inclinação será entre 10° e 15°, de forma a garantir a máxima eficiência das mesmas. As pregagens serão dispostas em malha 2V:3H, de acordo com o indicado nas peças desenhadas.

De forma a garantir a adequada proteção da cabeça das pregagens, incluindo a chapa e a porca de aperto, prevê-se a execução de uma camada de betão projetado com fibras sobre a cabeça da pregagem, numa área de 0,35x0,35 m².

De forma a assegurar a drenagem interna do maciço, prevenindo a eventual geração de impulsos hidrostáticos no revestimento de betão projetado, provocados pela infiltração de água, prevê-se a execução de uma fiada de geodrenos sub-horizontais, de 50 mm de diâmetro, com 6,0 m de comprimento, envoltos em geotêxtil (min. 150 g/m²). Os geodrenos deverão ser executados com afastamento, mínimo, de 3,0 m. De forma a garantir o escoamento gravítico das águas captadas, estes elementos deverão dispor de uma inclinação ascendente de 5° com a horizontal.

Previu-se, ainda, a realização de um sistema de drenagem de pele constituído por bueiros, com, no mínimo, 1 m de comprimento, de forma a evitar a concentração de água em zonas localizadas junto ao revestimento de betão projetado. Os bueiros serão constituídos por tubos de PVC Ø80 mm, crepinados, envoltos em geotêxtil com gramagem não inferior a 150 g/m². Serão dispostos com afastamento horizontal de 3 m, sendo posicionados entre as pregagens em todos os níveis, e uma inclinação ascendente de 5° com a horizontal.

Preconiza-se, ainda, o prolongamento do betão projetado incorporando fibras metálicas para o revestimento das banquetas existentes, com 0,11 m de espessura, para garantir a impermeabilização e a pendente de 2,5% de forma a garantir o encaminhamento das águas para a caleira em meia cana prevista na base dos panos de talude, de acordo com o indicado nas peças desenhadas. Esta caleira, que deverá ter pendente mínima de 2,5%, deverá garantir a recolha e condução das águas provenientes dos dispositivos de drenagem do talude (geodrenos e bueiros) para o sistema de drenagem geral.

Relativamente ao pano inferior do talude, apesar de já ter sido alvo de tratamento em 2003/2004, através da execução de betão projetado, com malhasol, de pregagens e de geodrenos, verifica-se que o mesmo apresenta várias fissuras ao longo do seu comprimento, bem como uma drenagem deficiente, justificada pela inclinação irregular dos geodrenos.

Face ao referido, propõe-se a execução de uma camada de betão projetado com fibras metálicas, com 4cm de espessura, de reforço do existente, e uma camada de acabamento, com 3cm de espessura, sem fibras metálicas. O betão projetado deverá ser aplicado por via húmida e deverá dispor de características resistência e deformabilidade equivalentes à do betão C30/37. As fibras metálicas, a incorporar na primeira camada de betão projetado, deverá ser do tipo *SIKA 65/35NB*, ou equivalente, com dosagem mínima de 30 kg/m³.

Complementarmente, propõe-se ainda o reforço da drenagem deste talude, através da execução de uma fiada de geodrenos e duas fiadas bueiros complementares, espaçados de 3,0m em planta, e com as mesmas características que os definidos para os panos de talude superiores. refere-se ainda que a execução destes elementos de drenagem deverá ser compatibilizada com as pregagens e os geodrenos existentes.

Relativamente ao talude do lado direito, situado entre o km 263,750 e o km 263,785, dado apresentar-se nesta extensão com maior inclinação e superficialmente mais alterado, propõe-se como solução de estabilização e controlo da erosão, a execução de betão projetado com três camadas (4+4+3), pregado e drenado. Nesta extensão o afastamento das pregagens, com 6m de comprimento, e dos geodrenos, com 8 m de comprimento, será de 2,5 m em planta.

De forma a complementar a drenagem do maciço, propõe-se, ainda, a execução de uma vala drenante na base do talude de escavação, a construir no alinhamento da valeta de plataforma existente, conforme indicado nas peças desenhadas. A vala será constituída por material drenante, envolvido por geotêxtil, na base da qual se prevê a colocação de um dreno em PVC, crepinado, de 300 mm de diâmetro. No topo da vala será executada a valeta de plataforma, com 1m de largura, assente numa camada de betão pobre, a qual substituirá a valeta existente.

PEFIL TRANSVERSAL 6
Km 263+915
ESCALA 1:200

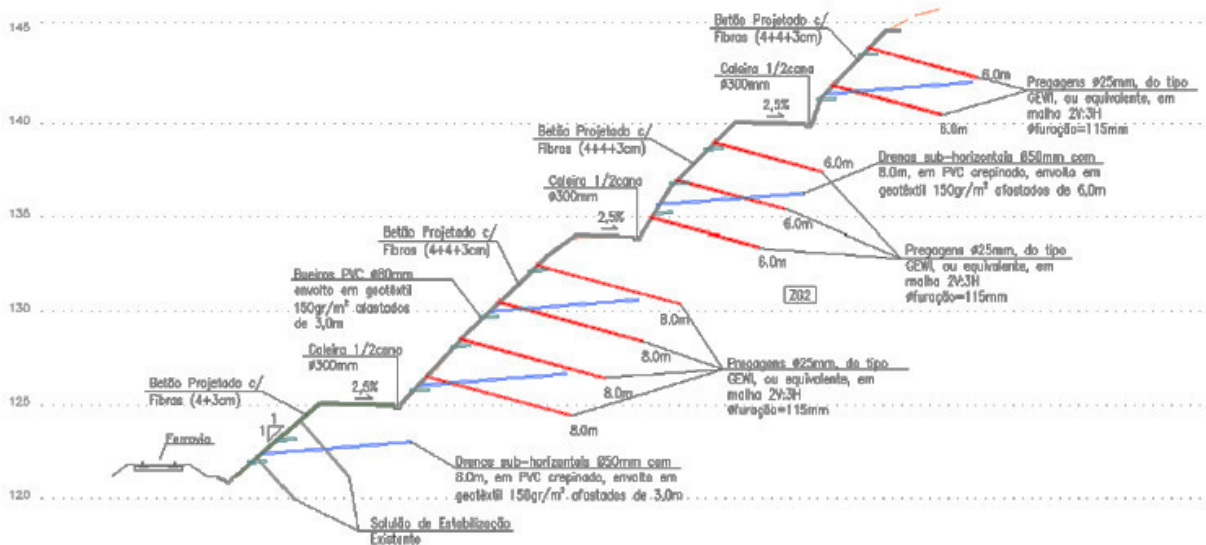


Figura 5-7 – Secção tipo da solução proposta de estabilização do talude de escavação, IPE, S.A. (2015)

5.8.2.4 Sistema de Drenagem Superficial

De forma a garantir a recolha e condução das águas provenientes dos dispositivos de drenagem da parede, prevê-se a colocação de uma caleira em meia cana Ø300 mm, ao longo da banquetta situada na base da parede de contenção. Na extremidade Este da parede de contenção, de forma a dar continuidade à valeta triangular existente na base do talude de escavação, previu-se a execução de um troço em valeta triangular, com 0,70 m de largura, na banquetta à frente da parede.

Serão materializadas caixas de receção e ligação, ao nível da banquetta que serão ligadas à descidas de talude em valeta triangular, com 0,70 m de largura, cuja função consiste em encaminhar as águas provenientes da caleira em meia cana localizada na banquetta, para a vala existente no pé do talude de aterro. Serão ainda colocadas caixas de dissipação de energia, antes da transição de máscara drenante para colchões reno, garantindo assim a redução da velocidade do escoamento em períodos de maior pluviosidade.

No que se refere ao talude de escavação, o sistema de drenagem proposto consiste em caleiras em meia cana Ø300 mm ao longo das banquettas, que serão ligadas a uma descida de talude em caleira de meia cana com o mesmo diâmetro, a qual encaminhará as águas provenientes dos dispositivos de drenagem para a valeta triangular a executar em substituição da existente, junto da plataforma ferroviária.



CONCLUSÕES

6. CONCLUSÕES

Atualmente, as redes de transportes representam um dos fatores mais importantes na economia e sociedade mundial, onde se inclui inevitavelmente o espaço europeu. As infraestruturas de transportes transnacionais assumem assim um papel fulcral tanto em termos de transporte de pessoas como no transporte de mercadorias, pelo que facilmente se compreende que eventuais perturbações no seu normal funcionamento poderão provocar consequências negativas, por vezes de elevada gravidade, em toda a cadeia, podendo afetar fortemente não só os utilizadores diretos como os indiretos.

No seio da infraestrutura de transportes várias perturbações são possíveis e os riscos são variados. Ao nível da natureza geotécnica os principais riscos são: os escorregamentos, a queda de blocos e a erosão.

Sendo a geotecnia o ramo da engenharia civil que estuda o comportamento dos solos e das rochas, e como estes reagem a determinadas ações, esta componente assume uma importância relevante em toda a vida útil da infraestrutura, a qual é sem dúvida condicionada pelas decisões tomadas (ou não) durante o projeto (nas suas diversas fases), durante a construção e nas ações de monitorização.

Assim, é fundamental que, para permitir tomadas de decisão corretas por parte do projetista, em conjugação com as necessidades do Dono de Obra, seja obtida e devidamente analisada, em cada fase de projeto, a informação de natureza geológica e geotécnica que permita uma caracterização adequada da zona a intervir e por conseguinte a definição das soluções mais adequadas.

Esta informação não só é importante para a definição das soluções a implementar, como é igualmente determinante para a definição de metodologias para posterior materialização do projeto em obra, como ainda para a implementação de sistemas de monitorização.

Relativamente às medidas de monitorização a implementar, as mesmas permitem igualmente a obtenção de informação que devidamente conjugada com procedimentos de manutenção possibilitam a tomada de decisões atempadas, conduzindo à minimização dos riscos de incidente (ou mesmo colapso) e simultaneamente prolongar a vida útil da infraestrutura.

Na situação do caso de estudo revelou-se benéfico o sistema de monitorização implementado, entre os anos de 2006 e 2013, pois permitiu o controlo dos movimentos gerados na via e nos passeios de via e também. que se fizessem diversas intervenções que permitiram assegurar o nível de segurança necessário à passagem de comboios. Deste modo, foi possível uma tomada de decisão atempada e considerar uma proposta de metodologia para a intervenção

nos taludes em duas fases distintas. Numa primeira fase adotou-se uma solução de carácter provisório e posteriormente uma intervenção de estabilização definitiva.

Também para a concretização do projeto e para a adoção de uma solução provisória foi prevista a realização de uma campanha de prospeção de 6 sondagens que permitiram a validação dos pressupostos de dimensionamento da contenção provisória e também, serviram de base à posterior definição de uma solução de estabilização definitiva. Além disso, aquando da execução da solução mitigadora, foram também consideradas medidas de monitorização e foram instalados inclinómetros, marcas topográficas nos carris e nos passeios de via e alvos topográficos na contenção provisória.

Enquanto sistema guiado, com elevado poder de transporte, mas com algumas especificidades próprias, designadamente em termos planimétricos (raios em planta de valor superior a 300 metros) e altimétricos (traineis com inclinações máximas de 12.5‰ em linhas novas), obrigando, regra geral e quando comparado com a rodovia, a via férrea conduz a maiores exigências em termos da sua compatibilização com os terrenos atravessados.

Por esta razão é vulgar que uma via férrea, ao longo do seu traçado, apresente diversas situações de compatibilização, traduzidas nomeadamente na existência de taludes de aterro e de escavação (que devem ser devidamente estabilizados e protegidos), túneis, pontes e viadutos (onde é igualmente necessário garantir a existência de condições de permitam uma transição, o menos brusca possível, entre zonas de diferente rigidez – “blocos técnicos”).

Para além da zona envolvente, é igualmente imprescindível o correto dimensionamento da plataforma ferroviária, sendo este elemento, sobre o qual será assente a superestrutura (carris, travessas, fixações e balastro), igualmente condicionado pelas características dos solos atravessados.

Complementarmente e para proteção da plataforma bem como dos taludes de aterro e escavação, terão igualmente que ser considerados eficientes sistemas de drenagem (transversal e longitudinal), sob pena de posteriormente ocorrerem danos, eventualmente de grande dimensão, com todas as consequências nefastas daí resultantes.

Se para linhas novas todos estes aspetos são importantes, para linhas existentes terão igualmente que ser tidos em conta e porventura até com maior relevância, nomeadamente em resultado de ações de inspeção (e monitorização), eventualmente com recurso a prospeção geotécnica para caracterização das zonas a interencionar por forma a minimizar os riscos, garantido a continuidade da circulação nas condições desejáveis de operação (sem restrições nomeadamente de velocidade) mas em particular de segurança.

Neste âmbito, o Centro de Manutenção do Entroncamento da REFER, E.P.E., assim como os outros centros de manutenção do país, ocupam um papel de especial importância. A equipa de geotecnia é constituída por profissionais, nomeadamente, engenheiros civis, geólogos e especialistas, responsáveis por monitorizar a via, os taludes e sistemas de drenagem envolventes. E posteriormente, geraram soluções ajustadas a cada caso.

Em resumo, a geotecnia, enquanto especialidade de engenharia, em qualquer obra que tenha interação com o terreno e em particular nas infraestruturas ferroviárias, não pode ser considerada “o parente pobre”, mas assumir o seu verdadeiro papel de especialidade estruturante na definição de soluções que permitam o estabelecimento de traçados que cumpram os objetivos definidos (nomeadamente em termos de velocidades e capacidade de carga), mas simultaneamente assegurem a exploração destas ao longo da sua vida útil (o mais longa possível), minimizando os custos de manutenção e em condições de fiabilidade e segurança.

Relativamente ao estágio em si, o mesmo foi de elevada importância pois permitiu complementar os ensinamentos académicos, com uma formação de índole prática, onde foi possível não só a aprendizagem de metodologias de trabalho, como a aquisição de novos conhecimentos em matérias específicas na área das infraestruturas de vias de comunicação, área que se configura como uma área com potencialidades de crescimento em termos futuros e onde a autora do presente TFM considera ter condições para abraçar novos projetos, situação que atualmente já é uma realidade



**REFERÊNCIAS
BIBLIOGRÁFICAS**

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramson, L.W. Lee, T.S., Sharma, S., and Boyce, G.M. (2002). "Slope Stability and Stabilization Methods". John Wiley & Sons, Inc. New York.

Aldeano, E. (2014), "Análise de Estabilidade de Escobreiras e Análise Cinemáticas de Taludes de Corta. Aplicação à Mina de Santo António, Penedono." Mestrado em Geologia Aplicada. Universidade de Lisboa. Lisboa.

Baldeiras, M. (2009). "Módulo 4. Monitorização da Infraestrutura Ferroviária". Curso de Formação em Engenharia Ferroviária. FUNDEC - Instituto Superior Técnico (IST). Lisboa

Borges, A. (2014). "Workshop de Geotecnia - Estabilidade de Taludes e Encostas. Diagnóstico e Remediação". Porto.

Bresciani, D. (2009). "Análise das Propriedades Físicas e Mecânicas de um Solo da Formação Palermo, Estabilizado com Aditivo Zyme". Curso de Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC.. Criciúma.

Caputo, H. (1988) "Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Fundamentos. Volume 1". 6ª edição. LTC Editora. Rio de Janeiro.

Carrasco, F. (2014) "Reabilitação de taludes de aterro em encostas - análise de um caso numa ferrovia em Odemira". Tese de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL). Lisboa.

Coelho, S. (1996). "Tecnologia de Fundações". Edições E.P.G.E. Amadora. ISBN-972-8326-22-X

Cruden, D.M. (1991)." A simple definition of a landslide". Bulletin International Association for Engineering Geology.

Cruz, A. (2009). "Manutenção de Infraestruturas Ferroviárias". Curso de Formação em Engenharia Ferroviária. Lisboa: FUNDEC. Instituto Superior Técnico (IST). Lisboa.

David, G. (2014). "Estabilização de uma Plataforma Rodoviária. Caso de Estudo: EN115, km 68+850 a km 69+000, Proximidade de Bucelas - Reabilitação do Sistema de Estabilização da Encosta". Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico (IST): Lisboa.

Decreto-lei 104/2015, Série I. (29 de Maio de 2015). "Procede à fusão, por incorporação, da EP - Estradas de Portugal, S. A., na REFER - Rede Ferroviária Nacional, E. P. E., transforma a REFER em sociedade anónima, redominando-a para Infraestruturas de Portugal, S. A., e aprova os respetivos Estatutos". Ministério da Economia.

Decreto-lei 270/2003. (28 de Outubro de 2003). "Define as condições de prestação dos serviços de transporte ferroviário por caminho de ferro e de gestão da infra-estrutura ferroviária, transpondo para a ordem jurídica nacional as Directivas n.os 2001/12/CE (EUR-Lex), 2001/13/CE (EUR-Lex) e 2001/14/CE (EUR-Lex), do Parlamento Europeu, de 26 de Fevereiro". Ministério das Obras Públicas, Transportes e Habitação.

Decreto-Lei n.º 141/2008. (22 de julho de 2008). "A Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P. é transformada em entidade pública empresarial, com denominação Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E.". Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações.

Decreto-Lei nº. 104/97. (29 de abril de 1997). "Criação da REFER, E.P., e extinção do GNFL, do GNFP e do GECAF". Ministério do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território.

Especificação LNEC E219-1968 (1968) – "Prospecção Geotécnica de Terrenos: Vocabulário". Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Farmer, I.W. (1968). "Engineering Properties of Rocks". London, England, E. and F.N. Spon Ltd.

Fellenius, W. (1936). "Calculation of the Stability of Earth Dams". In: Trans. 2nd Cong. on Large Dams, Vol 4.

Fernandes, M. (2012) "Mecânica de Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais - Volume 1 (3ª. Edição)". Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Porto. ISBN-978-972-752-148-7

Fernandes, M. (2012) "Mecânica de Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica - Volume 2 (3ª. Edição)". Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Porto. ISBN-978-972-752-136-4

Fortunato, E. (2009). "Dimensionamento e Reabilitação de Plataformas Ferroviárias". Curso de Formação em Engenharia Ferroviária. Lisboa: FUNDEC. Instituto Superior Técnico (IST). Lisboa.

Frasquilho, M. e Outros (2004). "Desenvolvimento Integrado das Infraestruturas de Transporte em Portugal". Grupo Espírito Santo, Espírito Santo Research.

Grade, S. (2014). "Workshop de Geotecnia - Estabilidade de Taludes e Encostas. Diagnóstico e Remediação". Porto.

Hoek, Evert (2007). "Practical Rock Engineering". Evert Hoek Consulting Engineer Inc. Canada.

INFOPEDIA@ (2014) <http://www.infopedia.pt>. Porto Editora.

- IP @ (2015) <http://www.ip.pt> (página de internet oficial).
- Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1969). "Soil Mechanics". John Wiley & Sons. Nova Iorque.
- LNEG@ (2017). <http://www.lneg.pt> "Carta Geológica de Portugal".
- MACAFERRI @ (2015) <http://www.maccafferri.com> (página de internet oficial).
- MAXWELL@ (2017) www.maxwell.vrac.puc-rio.br "Elasticidade, Deformabilidade e Tensões em Maciços Rochosos". Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio. Rio de Janeiro
- Melâneo, F. (2008). "Apontamentos da Unidade Curricular de Obras Subterrâneas". Mestrado em Engenharia Civil. Ramo Edificações. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). Lisboa
- Melo, P. (2014). "Estudo da Instabilização do Aterro entre o km 263+700 e o km 264+000. Linha do Sul - Troço Santa Clara Sabóia/Tunes. Nota Técnica". Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E. Lisboa
- Midões, T. (2014). "Workshop de Geotecnia - Geologia. Conceitos Gerais". Porto.
- NARESI @ (2015) <https://sites.google.com/site/geotecniaefundacao/> (página de internet oficial).
- Nogueira, N. (2010). "Análise de Estabilidade de Taludes Artificiais. Técnicas e Métodos para Avaliação da Estabilidade". Tese de Mestrado em Geologia Aplicada. Universidade de Lisboa. Faculdade de Ciências. Departamento de Geologia.
- Novotny, J. (2013). "Varnes Landslide Classification (1978)". Charles University in Prague, Faculty of Science, Czech Republic.
- Oliveira, N. (2010). "Soluções para a Estabilização de Taludes em Linhas Férreas". Mestrado em Engenharia Civil. Especialização em Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP): Porto.
- Pires, P. G. (18 de dezembro de 2013). Palestra "Manutenção das Infraestruturas da Rede Ferroviária Nacional". Coimbra.
- Portaria n.º 701-H/2008. (29 de julho de 2008). "Aprova o conteúdo do programa e do projecto de execução, bem como os procedimentos e normas a adotar na elaboração e faseamento de projetos de obras públicas, designados «Instruções para a elaboração de projetos de obras», e a classificação de obras por categorias". Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações.
- REFER @ (2015) <http://www.refer.pt> (página de internet oficial).

- REFER, E.P.E. (2003). "Terraplenagem - Infraestrutura de Via Férrea - Terminologia". IT.GEO.002.01. Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E. Lisboa.
- REFER, E.P.E. (2004). "Drenagem- Terminologia, Dispositivos e Simbologia". IT.GEO.003.01. Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E. Lisboa.
- REFER, E.P.E. (2005). "Ficha de Vigilância da Infraestrutura no âmbito da Geotecnia - Anexo A". IT.GEO.005. Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E. Lisboa.
- REFER, E.P.E. (2014). Plano Estratégico Grupo REFER, E.P.E. 2014-2016. (s.d.). Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E.
- REFER, E.P.E. (2016) Diretório da Rede 2016. (18 de dezembro de 2016). Direção de Desenvolvimento do Negócio. Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E. Lisboa.
- Rocha, M. (2012). "Mecânica das Rochas". Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). ISBN: 9789724922553
- Rocha, S. (2014). "Instrumentação e Monitorização de Estruturas Geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional – Estudo de caso do talude de aterro entre os Km's 236+450 e 236+720 da Linha do Sul". Trabalho Final de Mestrado. Ramo Vias de Comunicação. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). Lisboa
- Silva, R. (2012). "Aplicação da Engenharia Natural na Estabilização de Taludes". Mestrado em Engenharia Civil no Centro de Ciências Exatas e da Engenharia (CCEE) da Universidade da Madeira.
- Sousa, F. (2013). "Análise dos Condicionamentos à Construção numa Encosta com Instabilidades". Mestrado em Geologia do Ambiente, Riscos Geológicos e Ordenamento do Território. Universidade de Lisboa. Lisboa.
- TANKONYVTAR@ (2017) <http://www.tankonyvtar.hu>. "Physical properties of soils".
- Teixeira, P. (2009). "Módulo 2: Projeto de Via Férrea e Aparelhos de Via". Curso de Formação em Engenharia Ferroviária. Lisboa: FUNDEC. Instituto Superior Técnico (IST). Lisboa.
- Terzaghi, Karl (1950). "Mechanisms of Landslides". Geotechnical Society of America. Berkeley.
- Terzaghi, Karl e Peck, Ralph B. (1967). Edition. 2. Publisher. John Wiley & Sons.
- TEUCONHECIMENTO@ (2017). <https://teuconhecimento.wordpress.com>. "Carta Geológica de Portugal".
- Torga, F., Jalali, S. (2009). "Construção em Terra: Algumas Considerações sobre a Selecção de Solos". Departamento de Engenharia Civil Universidade do Minho Campus de Azurém. Guimarães.

UIC@ (2017) <http://uic.org/>. CODE UIC 719R. "Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires" (página de internet oficial).

UIC@ (2017) <http://uic.org/>. The Worldwide Railway Organisation (página de internet oficial).

ULISBOA@ (2017) <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/> "Geotecnia e Fundações, Arquitectura. Capítulo 1 Dos Sólidos aos Solos". Instituto Superior Técnico (IST). Lisboa.

Vallejo, G. (2002). "Ingenieria Geológica". Pearson Educacion – Prentice Hall. Madrid.

Vários (2012). "XIII Congresso Nacional de Geotecnia". Cor Comum - Serviços Gráficos, Lda., Lisboa. ISBN-978-972-98781-8-3

Varnes, D. J. (1978). "Slope movement types and processes". In: Special Report 176: Landslides: Analysis and Control (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.). Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C.

Zêzere, J. L., Ferreira, A. B., Rodrigues, M. L. (1999). "The role of conditioning and triggering factors in the occurrence of landslides: a case study in the area north of Lisbon (Portugal)". Geomorphology.

ANEXOS

**ANEXO I – CARACTERIZAÇÃO FOTOGRÁFICA DE TRABALHOS
ACOMPANHADOS DURANTE O ESTÁGIO**



“Linha do Norte, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervirer – Remoção de Vegetação”



“Linha do Norte, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervirer – Sistema de Drenagem”



“Linha da Beira Baixa, Troço Abrantes – Guarda – Estabilização de Taludes e Drenagem”



“Linha da Beira Baixa, Troço Abrantes – Guarda – Inspeção de Talude/Observação de zona a intervirer”



“Linha da Beira Baixa, Troço Abrantes – Guarda – Inspeção de Talude/Observação de zona a intervirer”



“Linha da Beira Baixa, Troço Abrantes – Guarda – Estabilização de Taludes”



“Linha do Norte, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervir”



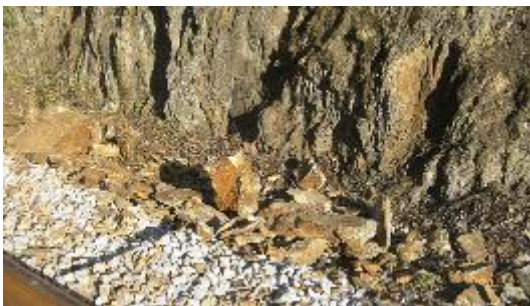
“Linha do Norte, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervir”



“Linha da Beira Baixa, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervir”



“Linha do Norte, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervir”



“Linha da Beira Baixa, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervir”



“Linha da Beira Baixa, Inspeção de Talude/Observação de zona a intervir”



“Linha da Beira Baixa, Troço Abrantes – Guarda
– Estabilização de Taludes e Drenagem”



“Linha da Beira Baixa, Troço Abrantes – Guarda
– Estabilização de Taludes e Drenagem”

**ANEXO II – PEÇAS DESENHADAS DO PROJECTO “LINHA DO SUL -
SOLUÇÃO DEFINITIVA DE ESTABILIZAÇÃO DOS TALUDES ENTRE OS
KM 263,700 E 263,900”**

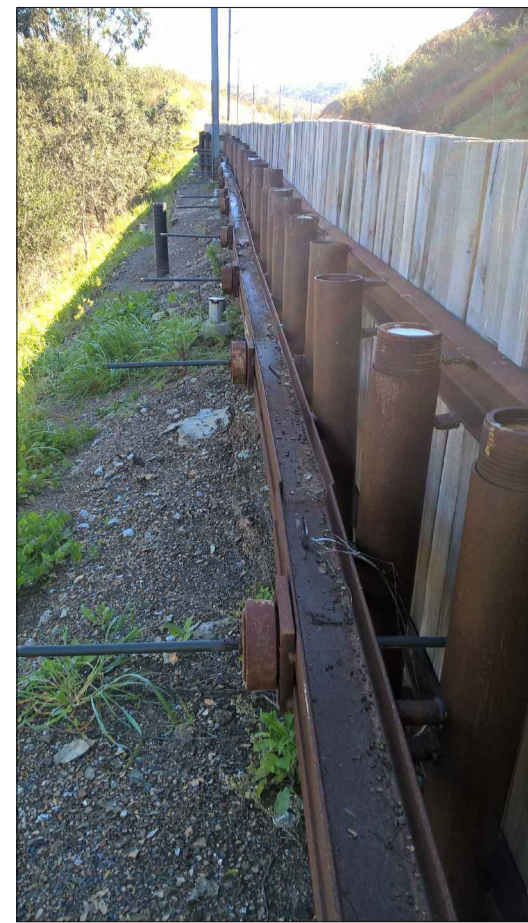


FOTO 1 - SOLUÇÃO MITIGADORA

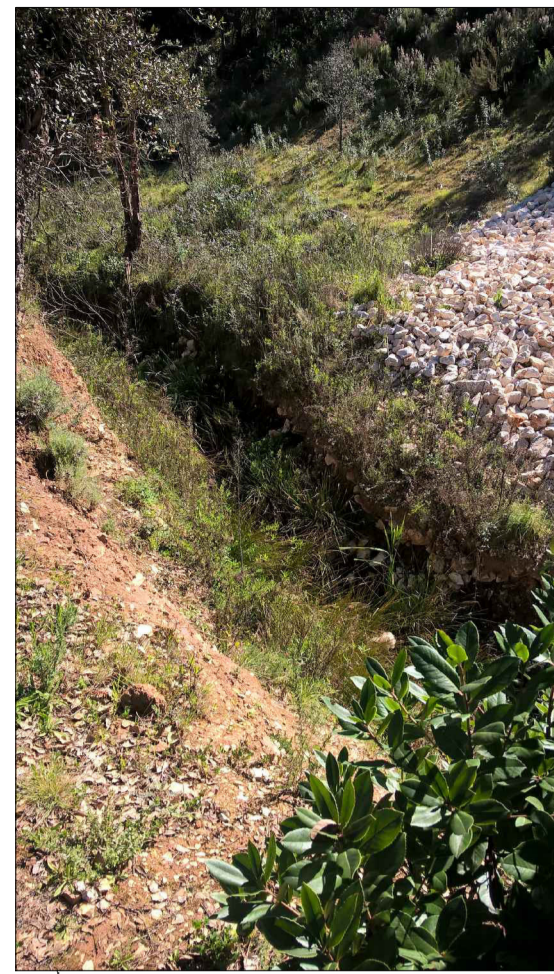


FOTO 2 - VALA



FOTO 3 - MASCARA DRENANTE LOCALIZADA NO PÉ DO TALUDE DE ATERRO

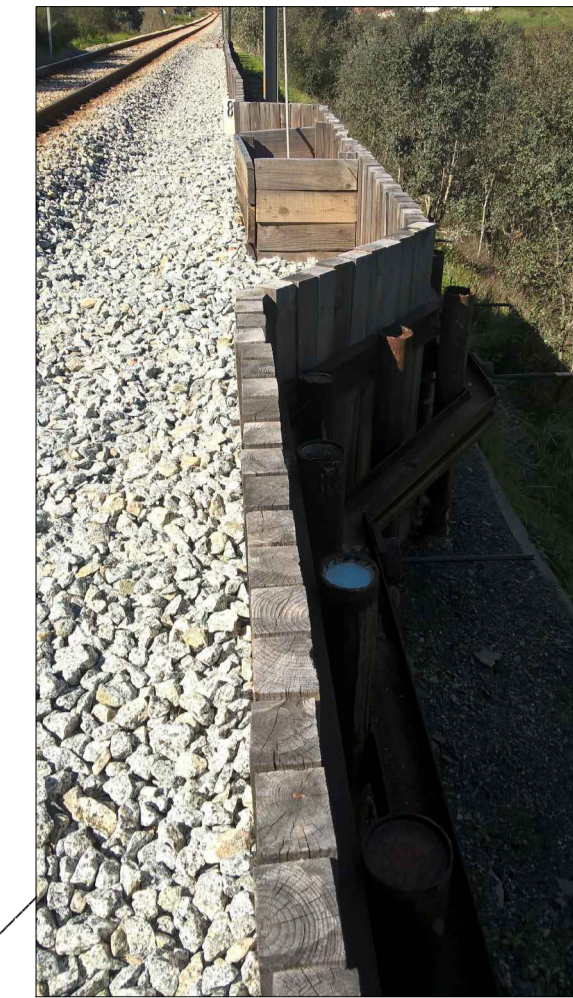


FOTO 4 - SOLUÇÃO MITIGADORA (VISTA SUPERIOR)

LEGENDA:

EXISTENTE

- Implantação das microestacas em perfis HEB120, de acordo com as Telas Finais do Projeto Lisboa - Algarve, Outubro 2002
- Implantação das microestacas em perfis HEB120, de acordo com as Telas Finais da Solução Mitigadora, Dezembro 2014

INSTRUMENTAÇÃO EXISTENTE

- MT Marca Topográfica
- AT Alvo Topográfico
- Inclinómetro

PROSPECÇÃO EXISTENTE

- Sondagem Mecânica, executada pela empresa "TECNASOL", em Abril de 2015



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
ESCALA 1:500

NOTA:
- Ver em conjunto com o Desenho 002 que inclui Notas e Materiais.

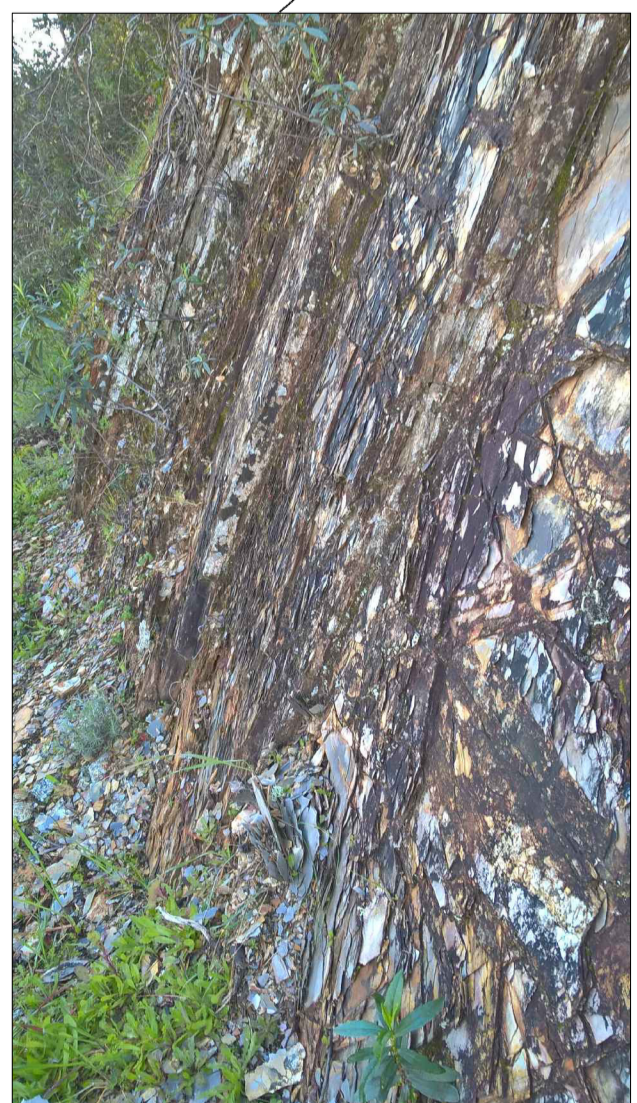


FOTO 5 - TALUDE DE ESCAVAÇÃO



FOTO 6 - SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE DE ESCAVAÇÃO

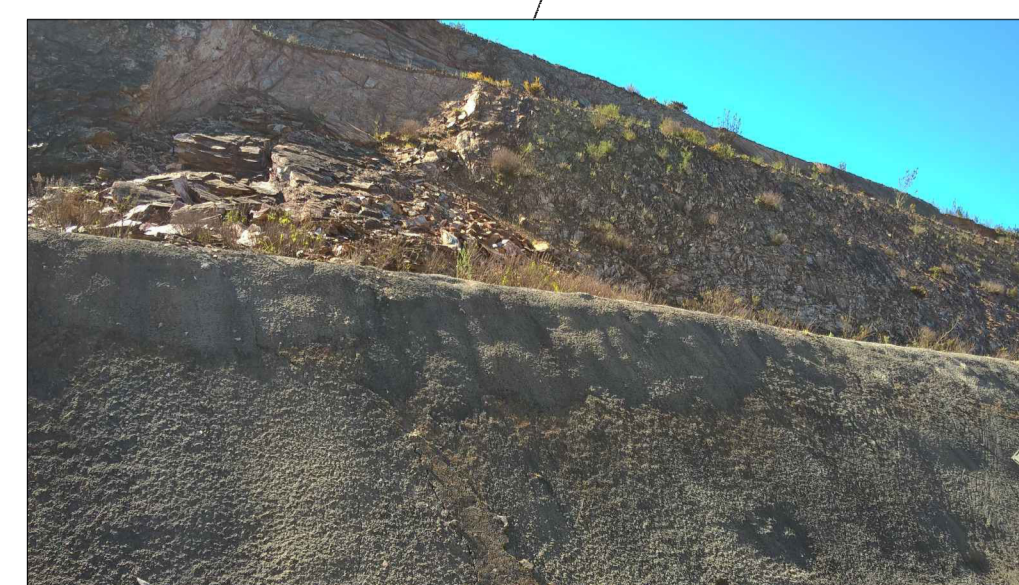
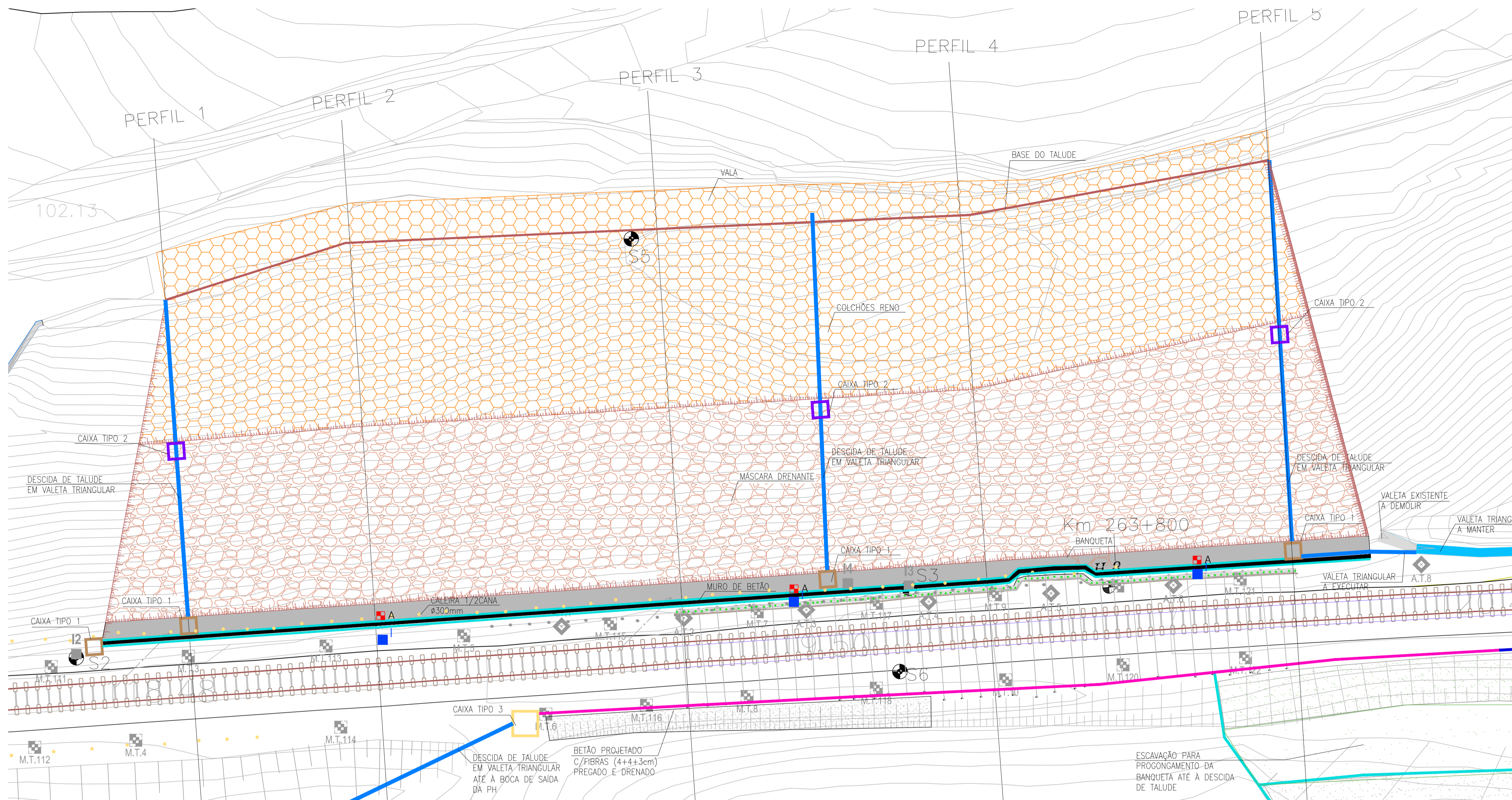


FOTO 7 - ZONA DO ESCORREGAMENTO

Notas e histórico de Alterações

Logótipo e informação complementar		Levantou	
 	Data: Abril 2016 N.º Projeto: 41330.EP.02.TDR.00.001	Desenhou: Jorge Gomes Projeto: Ana Pereira, Vanessa Aleixo Verificou: Rui Tomásio	ESTE DESENHO APENAS SE CONSIDERA VÁLIDO DEPOIS DE ESTEREM PREENCHIDOS OS CAMPOS DE APROVAÇÃO E INSCRITO O RESPECTIVO NUMERO SAP
 Direcção de Gestão de Empreendimentos Ferroviários	Linha: LINHA DO SUL Local: Km 263+700 a Km 264+000 Fase do Projeto: ESTUDO PREVIO Especialidade Técnica: TERRAPLENAGEM E DRENAGEM Nome do Empreendimento: ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE AO KM 263 DA LINHA DO SUL Título do Desenho: PLANTA DE LOCALIZAÇÃO	O Responsável por EEP-GEO Ana Cardoso Director de Estudos e Projeto Luís Cipriano Ferreira Data: Abril 2016	
Escalas: 1:200	Tipo: #### - #	N.º SAP: #	N.º de Ordem no Projeto: 001 - 00 Versão:



MATERIAIS:

- BETÃO:**
- Betão projetado e armado com fibras: EN206-1;C30/37-XC4(P)-Dmax=25mm-CIO.4, S3 SIKA CHO 65/35NB, ou equivalente
Dosagem min. de fibras metálicas: 30 kg/m³
 - Betão da parede: EN206-1;C30/37-XC4(P)-Dmax=25mm-CIO.4, S3
 - Betão moldado e pré-fabricado: EN206-1;C20/25-XC2(P)-Dmax=20mm-CIO.4; S3
 - Betão de Regularização e enchimento: EN206-1;C12/15-X0(P).

- AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:**
- Armaduras ordinárias em geral A500NR
 - Chapas metálicas S275JR
 - Tubos metálicos de microestacas N-80 (fy>560 MPa)
 - Pregagens autoperfurantes fy>546 MPa

COLCHÕES RENO
- Arame (e=2.2mm), com proteção contra a corrosão (95%Zn/5%Al) e revestido com PVC por termosoldadura.

- CALDA DE CIMENTO:**
A calda que constitui o bolbo de selagem das microestacas, injectada através de técnica adequada (IRS) e das pregagens do tipo Gewi, injectados através da técnica IGU, deverá dispor das seguintes características:
- Injecção de selagem: A/C = 1/2,5
 - Injecção a alta pressão (>4,0 MPa): A/C = 1/2,3
 - Resistência à compressão simples (7 dias): 27 MPa
 - Cimento: CEM I 42,5 R

- CALDA DE CIMENTO - PREGAGENS AUTOPERFURANTES:**
A calda que constitui o bolbo de selagem das pregagens autoperfurantes, deverá dispor das seguintes características:
- Injecção de selagem: A/C = 1/2
 - Resistência à compressão simples (7 dias): 27 MPa
 - Cimento: CEM I 42,5 R

- GEOTÊXTIL DE SEPARAÇÃO:**
- Peso Total (EN ISO 9864): 300g/m²
 - Resistência à tracção em rotura (EN ISO 10319)
Longitudinal: ≥ 55 kN/m
Transversal: ≥ 55 kN/m
 - Deformação à tensão normal (EN ISO 10319)
Longitudinal: ≤ 15 %
Transversal: ≤ 14 %
 - Permeabilidade: 10x10⁻³m/s

GEOMEMBRANA
- PVC: 2mm

AGREGADOS:
- Enrocamento 100/200 mm
- Brita 20/30 mm

GEODRENOS:
-Tubos de PVC Ø50mm, crepinados, envoltos em geotêxtil 150g/m²

BUEIROS:
-Tubos de PVC Ø80mm, crepinados, envoltos em geotêxtil 150g/m²

PLANTA DE IMPLANTAÇÃO
ESCALA 1:500

NOTAS:

- No âmbito da obra em questão, consideram-se particularmente importantes os seguintes aspectos:
- Dado tratar-se de uma obra de carácter definitivo deverão ser criadas condições de acessibilidade para garantir a manutenção da mesma, em particular a limpeza periódica dos dispositivos de drenagem e o acesso permanente e seguro a dispositivos de instrumentação e observação.
 - Atendendo ao carácter semi-empírico do cálculo das microestacas, o seu comprimento total e o comprimento dos respetivos bolbos de selagem deve apenas ser considerado como indicativo e confirmado durante os trabalhos de furação. No mesmo enquadramento, o comprimento total das microestacas deverá, ainda, permitir que os respetivos bolbos de selagem se localizem em terrenos competentes (ZG1B) e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação.
 - Considera-se muito importante o cumprimento integral do faseamento construtivo proposto, em particular que o intervalo de tempo entre a escavação provisória e a execução da parede de contenção seja o menor possível.
 - A confirmação das características geológicas e hidrogeológicas do maciço interessado e a confirmação da geometria prevista para o talude, a qual deverá ser verificada em fase de obra, em função das características do maciço após realização dos trabalhos preparatórios de saneamento do talude e dos trabalhos de escavação. Caso necessário a solução proposta poderá ter que ser ajustada às condições reais do talude. Para tal, será importante que os trabalhos previstos sejam acompanhados permanentemente por técnico sénior com experiência em geotecnia e geologia.
 - Se justificável, as soluções de drenagem propostas no presente projecto poderão vir a ser reforçadas, em função da análise do respectivo desempenho;
 - O sistema de protecção contra a corrosão das pregagens definitivas e de acessórios metálicos deverá cumprir o exigido no EN14490.
 - Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas em obra.
 - Comprimento mínimo de amarração e empalme: 50φ.
 - Atendendo ao carácter dinâmico dos taludes rochosos, sublinha-se a necessidade de:
 - A confirmação das características dos terrenos, incluindo a drenagem, e o zonamento geotécnico considerado, à data do início da obra, os quais influenciaram o número e o comprimento das pregagens.
 - A confirmação topográfica e geológica da superfície dos taludes à data do início da obra, incluindo a eventual necessidade de adaptação das soluções agora propostas.
 - Os trabalhos não podem ser realizados em períodos de precipitação e devem ser executados com equipamento e mão-de-obra adequados e acompanhados por técnicos especializados.
 - Parte dos trabalhos a desenvolver terão de ser executados em período de interdição com corte geral de tensão.

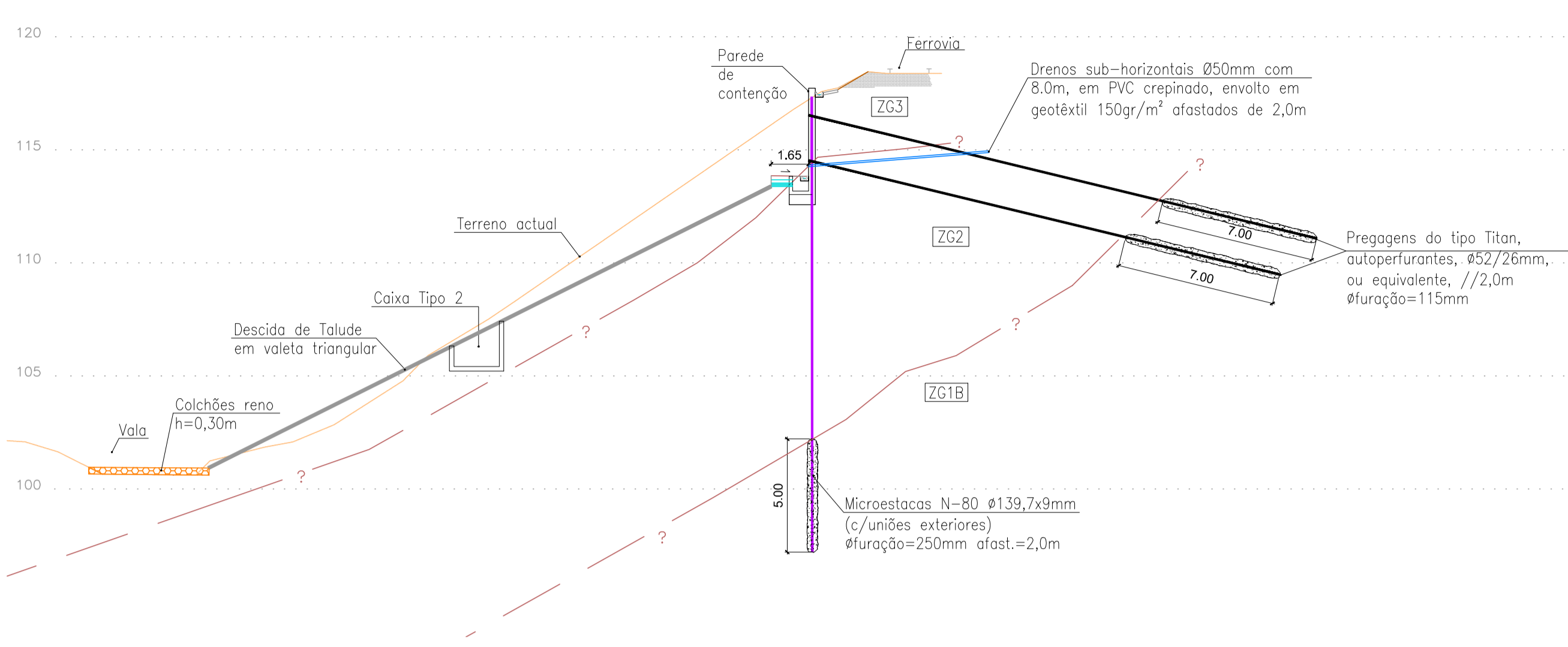
LEGENDA:

- EXISTENTE**
- Implantação das microestacas em perfis HEB120, de acordo com as Telas Finais do Projeto Lisboa - Algarve, Outubro 2002
 - Implantação das microestacas em perfis HEB120, de acordo com as Telas Finais da Solução Mitigadora, Dezembro 2014
- SOLUÇÃO PROPOSTA**
- Colchões Reno (h=0,30m)
 - Máscara Drenante (h=0,40m)
 - Caixa Tipo 1
 - Caixa Tipo 2
 - Parede de contenção de betão armado
 - Valeta triangular (l=0,70m)
 - Valeta triangular de plataforma (L=1,00m)
 - Vala drenante sob valeta triangular de plataforma (L=1,00m)
 - Caleira em 1/2cana Ø300mm
- INSTRUMENTAÇÃO EXISTENTE**
- Marca Topográfica
 - Alvo Topográfico
 - Inclinómetro
- INSTRUMENTAÇÃO PROPOSTA**
- Alvo Topográfico
 - Inclinómetro
- PROSPECÇÃO EXISTENTE**
- Sondagem Mecânica, executada pela empresa "TECNASOL", em Abril de 2015

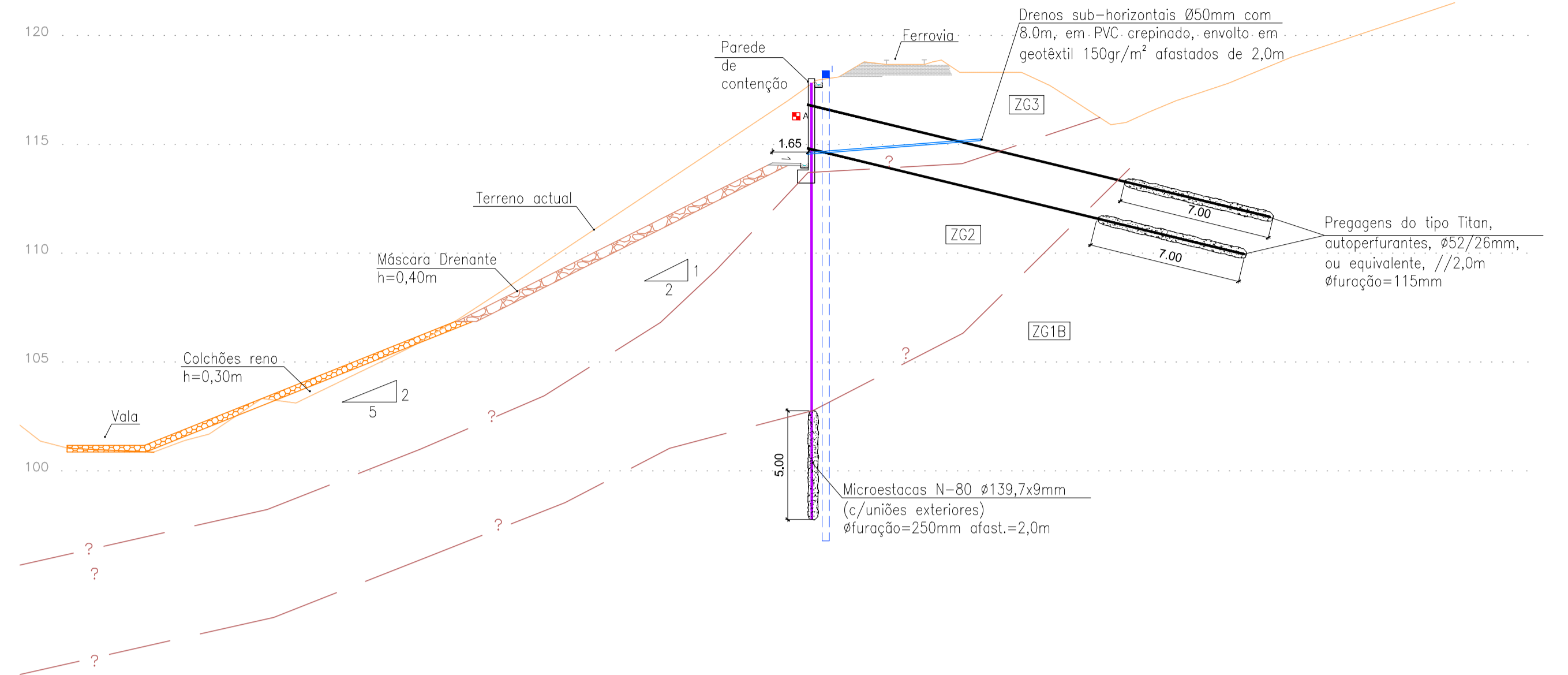
Notas e histórico de Alterações

Logótipo e informação complementar Projeto IP Engenharia JETA	Data Abril 2016 N.º Projeto 41330.EP.02.TDR.00.002	Desenho Jorge Gomes Projeto Ana Pereira Vanessa Aleixo Verificou Rui Tomáso
Local Km 263+700 a km 264+000	Linha LINHA DO SUL	ESTE DESENHO APENAS SE CONSIDERA VÁLIDO DEPOIS DE ESTILAR PRESENCIAMENTE OS CAMPOS DE APROVAÇÃO E INSCRIÇÃO RESPECTIVO NÚMERO SAP
Fase do Projeto ESTUDO PREVIU	Especialidade Técnica TERRAPLENAGEM E DRENAGEM	Nome do Empreendimento ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE AO KM 263 DA LINHA DO SUL
Título do Desenho PLANTA DE IMPLANTAÇÃO (FOLHA 1/2)		
Escalas 1:200	Tipo ### -	N.º SAP #
N.º de Ordem do Projeto 002	Versão 00	O Responsável por EEP-GEU Ana Cardoso Diretor de Estudos e Projetos Luís Cipriano Ferreira Data Abril 2016

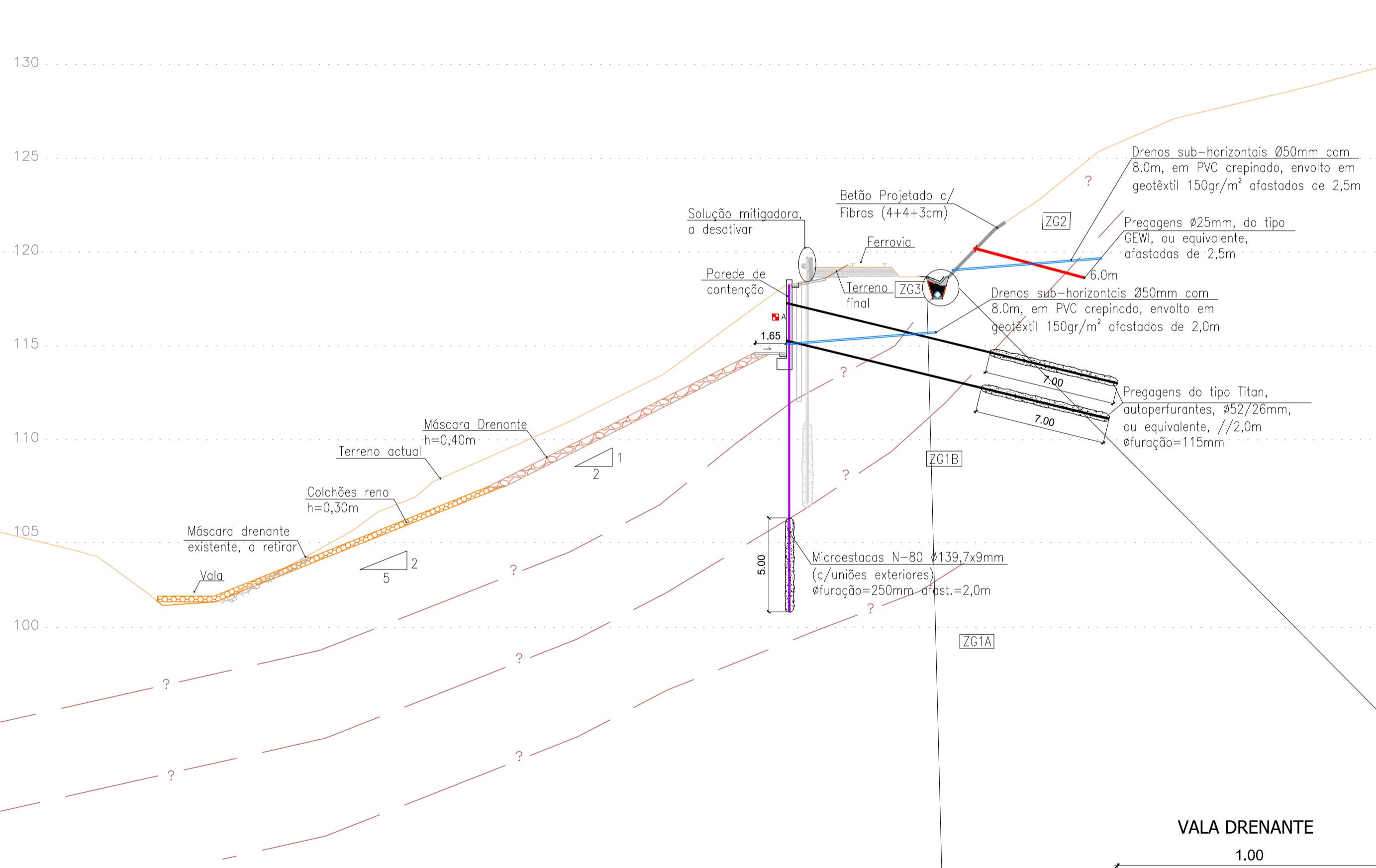
PEFIL TRANSVERSAL 1
Km 263+725
ESCALA 1:200



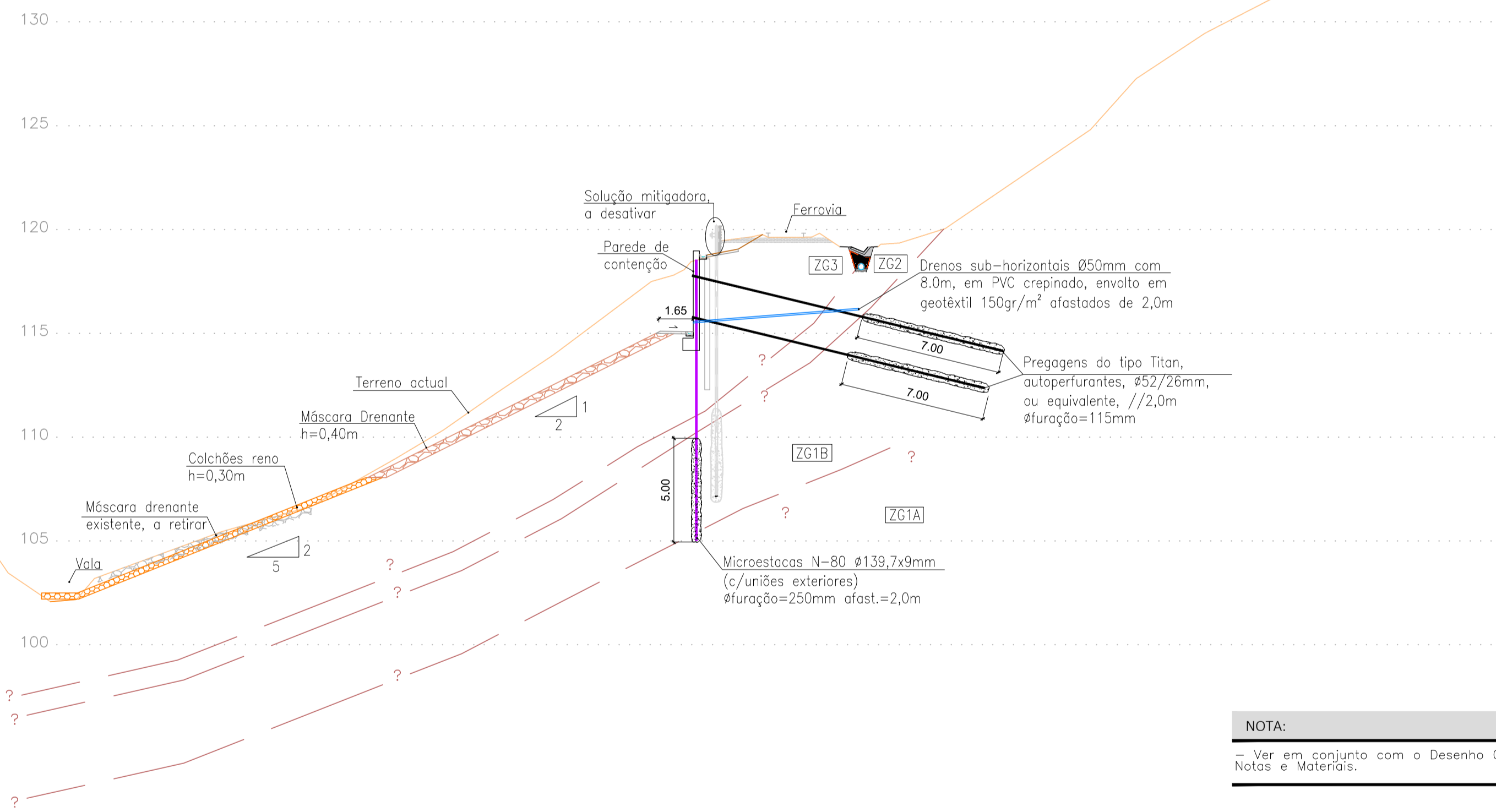
PEFIL TRANSVERSAL 2
Km 263+740
ESCALA 1:200



PEFIL TRANSVERSAL 3
Km 263+765
ESCALA 1:200



PEFIL TRANSVERSAL 4
Km 263+790
ESCALA 1:200



NOTA:
- Ver em conjunto com o Desenho 002 que inclui Notas e Materiais.

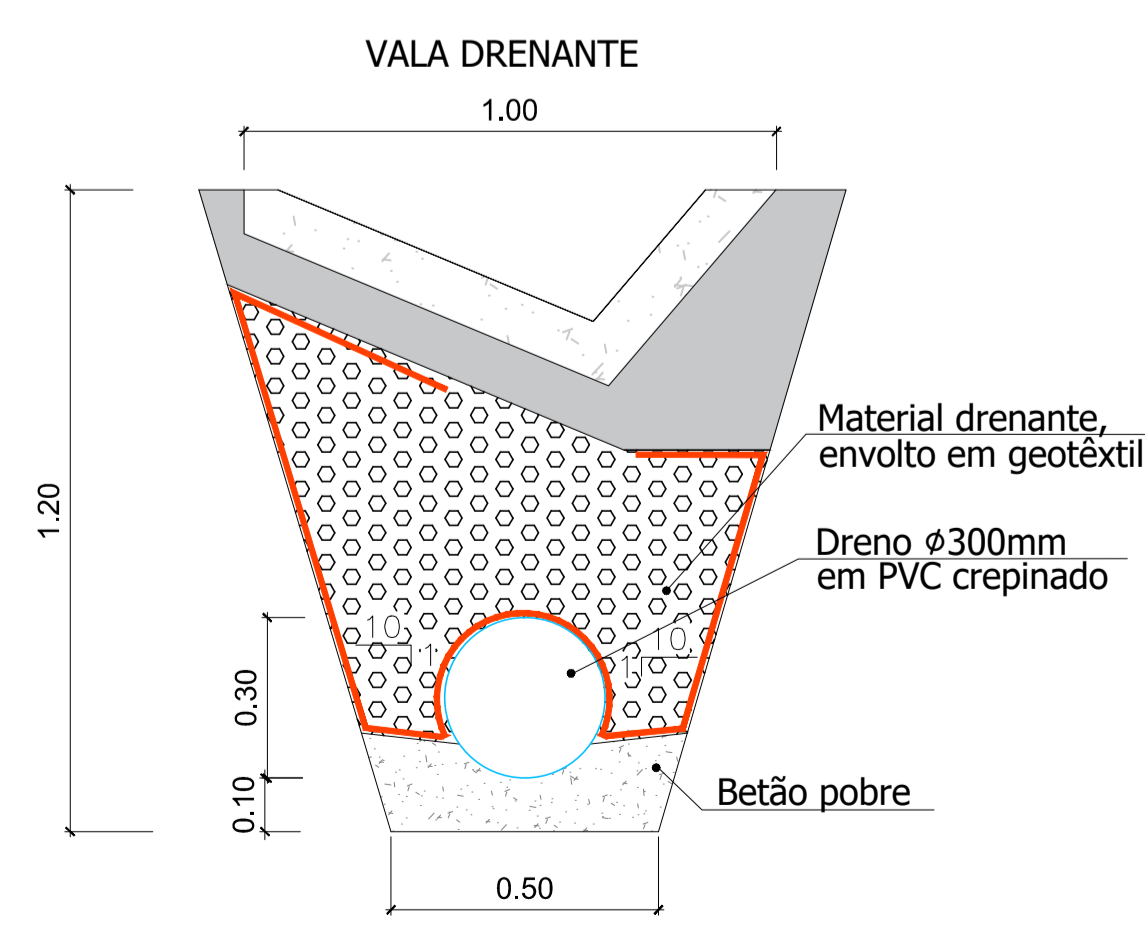
LEGENDA:

SOLUÇÃO PROPOSTA

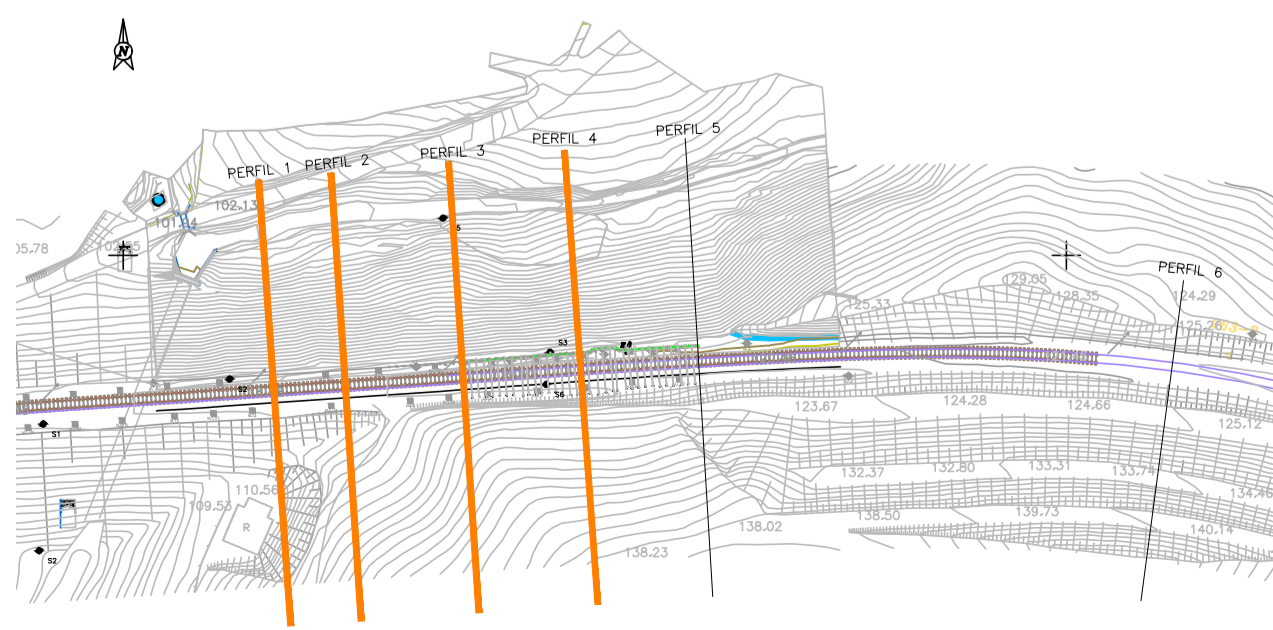
- Colchões Reno (h=0,30m)
- Máscara Drenante (h=0,40m)

ZONAS GEOTÉCNICAS

- ZG3 Aterros e Depósitos Aluvionares (2 < NSPT < 29)
- ZG2 Xisto Decomposto a Muito Alterado (15 < NSPT < 29)
- ZG1B Xisto Muito Alterado a Decomposto (NSPT > 60)
- ZG1A Xisto (0 < RQD < 40)
- Limite Geotécnico
- a) PROVÁVEL



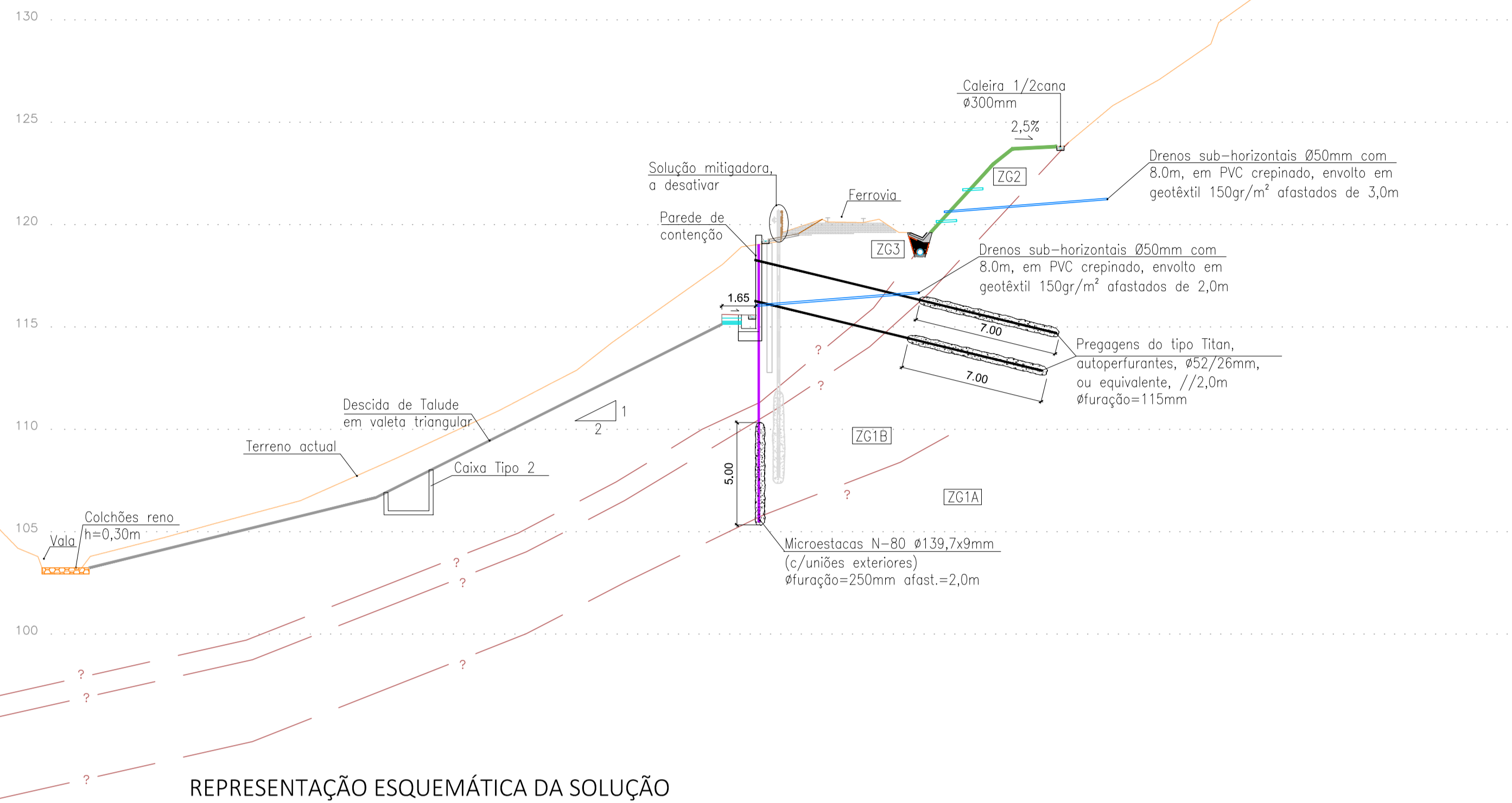
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO:



Notas e historial de Alterações

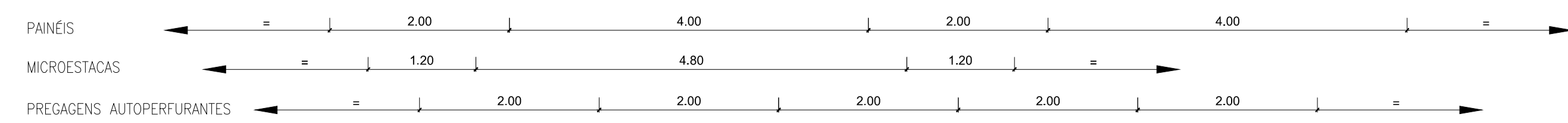
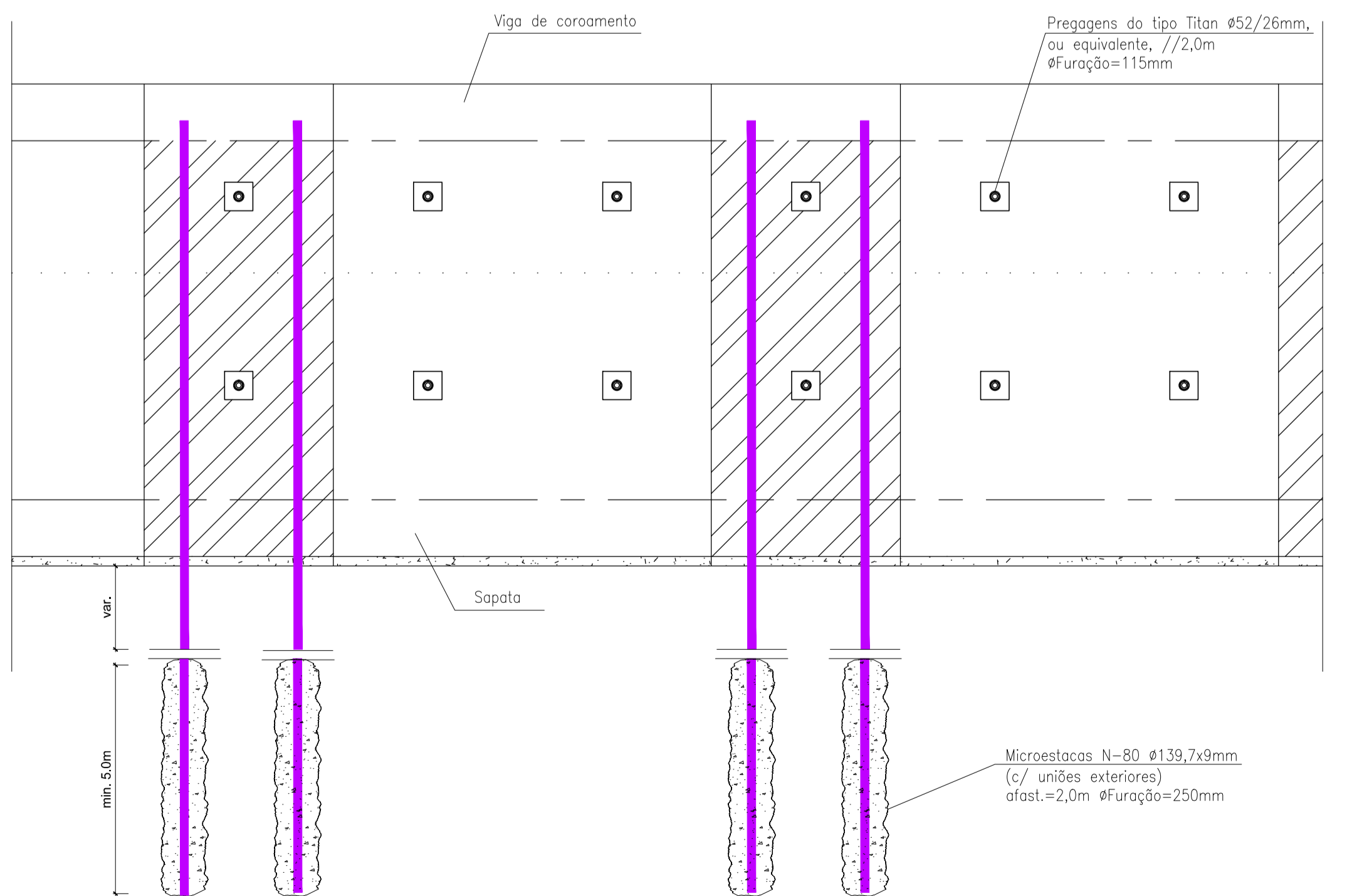
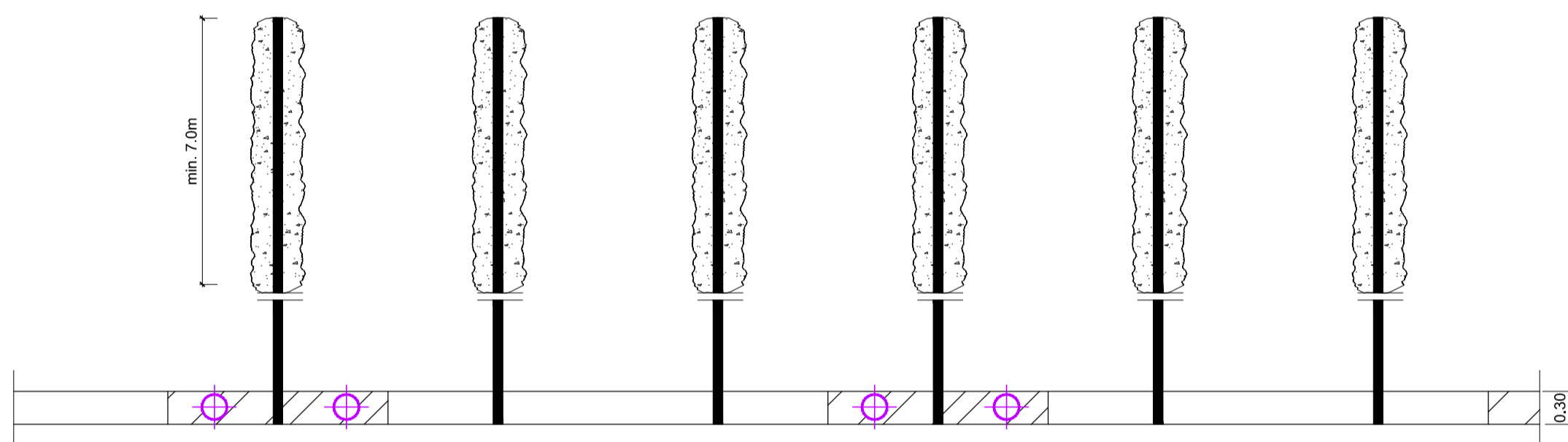
Logótipo e informação complementar	Projeto	41330.EP.02.TDR.00.004	Levantou	Jorge Gomes
IP Engenharia	Data	Abril 2016	Desenhou	Jorge Gomes
JETA	N.º Projeto		Projeto	Ana Pereira
			Verificou	Vanessa Aleixo
				Rui Tomáso
Infraestruturas de Portugal	Linha	LINHA DO SUL	ESTE DESENHO APENAS SE CONSIDERA VÁLIDO DEVIDO QUE ESTE LAM PRESENCIA DE CAMPO DE APROVAÇÃO E INSCRITO O RESPEITO NÚMERO SAP	
Direcção de Gestão de Empreendimentos Ferroviários	Local	Km 263+700 a km 264+000		
	Fase do Projeto	ESTUDO PRÉVIO		
	Especialidade Técnica	TERRAPLENAGEM E DRENAGEM		
	Nome do Empreendimento	ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE AO KM 263 DA LINHA DO SUL		
	Título do Desenho	PERFIS TRANSVERSAIS (FOLHA 1/2)		
Escalas	Tipo	N.º SAP	N.º de Ordem no Projeto	Versão
1:200	#### -	#	- 004 -	00
				O Responsável por EEP-GEIO
				Ana Cardoso
				Diretor de Estudo e Projeto
				Luis Cipriano Ferreira
				Data
				Abril 2016

PEFIL TRANSVERSAL 5
Km 263+815
ESCALA 1:200

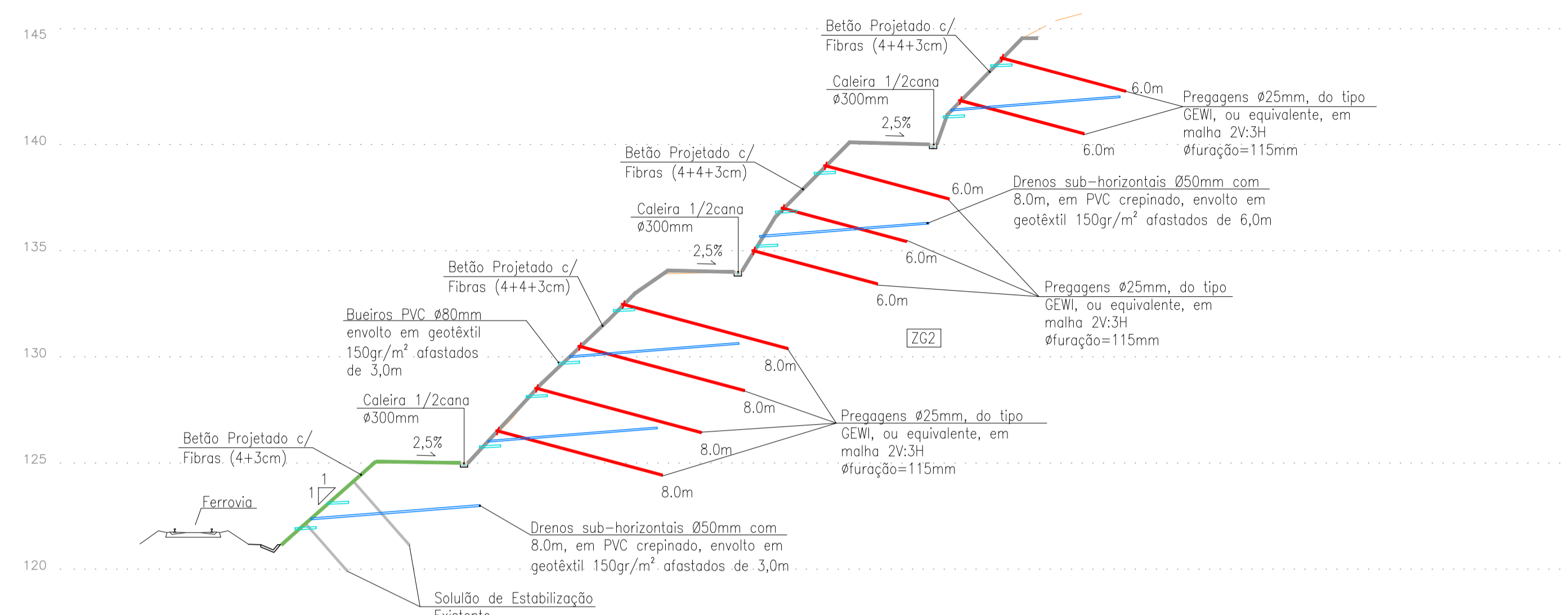


REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA SOLUÇÃO

ESCALA 1:50



PEFIL TRANSVERSAL 6
Km 263+915
ESCALA 1:200



LEGENDA:

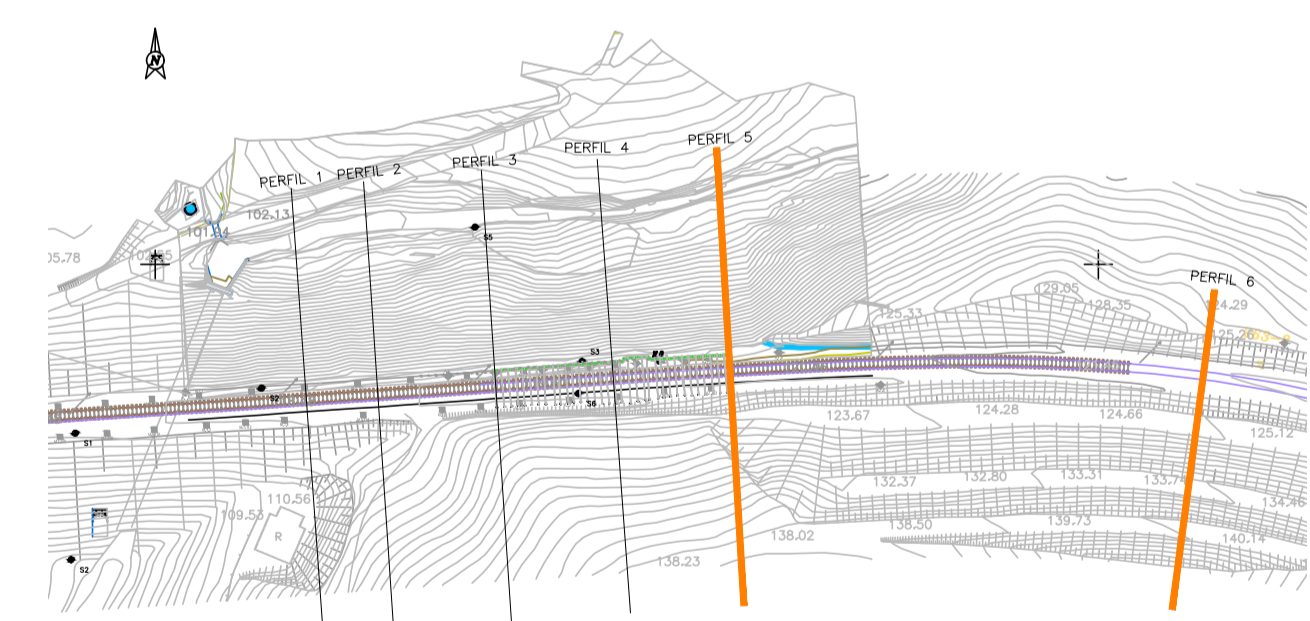
SOLUÇÃO PROPOSTA

- Colchões Reno (h=0,30m)
- Máscara Drenante (h=0,40m)
- Painel Primário
- Painel Secundário
- Microestaca N-80 Ø139,7x9mm
- Pregagem do tipo Titan Ø52/26mm, ou equivalente

ZONAS GEOTÉCNICAS

- ZG3 Aterros e Depósitos Aluvionares (2 < NSPT < 29)
- ZG2 Xisto Decomposto a Muito Alterado (15 < NSPT < 29)
- ZG1B Xisto Muito Alterado a Decomposto (NSPT > 60)
- ZG1A Xisto (0 < RQD < 40)
- ? a) PROVÁVEL Limite Geotécnico

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO:



Notas e histórico de Alterações

<p>Logótipo e informação complementar</p> <p>IP Engenharia</p> <p>JETA</p>		<p>Levantou: Jorge Gomes</p> <p>Desenhou: Ana Pereira</p> <p>Projeto: Vanessa Aleixo</p> <p>Verificou: Rui Tomásio</p>
<p>Data: Abril 2016</p> <p>Nº Projeto: 41330.EP.02.TDR.00.005</p>		<p>ESTE DESENHO APENAS SE CONSIDERA VÁLIDO DEPOIS DE ESTAREM PREENCHIDOS OS CAMPOS DE APROVAÇÃO E INGERIDO O RESPECTIVO NUMERO SAP</p>
<p>Linha: LINHA DO SUL</p> <p>Local: Km 263+700 a Km 264+000</p> <p>Fase do Projeto: ESTUDO PREVIO</p> <p>Especialidade Técnica: TERRAPLENAGEM E DRENAGEM</p> <p>Nome do Empreendimento: ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE AO KM 263 DA LINHA DO SUL</p> <p>Título do Desenho: PERFIS TRANSVERSAIS (FOLHA 2/2)</p>		<p>Responsável por EEP-GEIO: Ana Cardoso</p> <p>Director de Estudos e Projeto: Luis Cipriano Ferreira</p> <p>Data: Abril 2016</p>
<p>Escala: 1:200</p>	<p>Tipo: #### - #</p> <p>Nº SAP: #</p> <p>Nº de Ordem no Projeto: 005</p> <p>Versão: 00</p>	

NOTA:

Ver em conjunto com o Desenho 002 que inclui Notas e Materiais.