Requalificação da Linha do Douro, troço Pocinho-Barca D'Alva: Estudo Geológico-Geotécnico

Diana Catarina Ferreira Cancela
Mestrado em Geologia
Departamento de Geociências, Ambiente e Ordenamento do Território
Faculdade de Ciências da Universidade do Porto
2024/2025



Requalificação da Linha do Douro, troço Pocinho-Barca D'Alva: Estudo Geológico-Geotécnico

Diana Catarina Ferreira Cancela

Relatório de Estágio realizado no âmbito do Mestrado em Geologia

Departamento de Geociências, Ambiente e Ordenamento do Território

2024/2025

Orientador
Prof.ª Dr.ª Helena Sant'Ovaia, Professora Catedrática, FCUP

Coorientador
Prof.ª Lígia Santos, Professora Convidada, FCUP

Supervisor externo na Entidade de Acolhimento
Eng.º Nuno Marques, Eng.º Geotécnico, ARGONVIA

argonvia
serviços de engenharia

Agradecimentos

Este trabalho é fruto da junção e organização de várias empresas, locais, pessoas e instituições, que permitiram, em conjunto, o bom desenvolvimento do mesmo. Passo a discrimiar os meus agradecimentos:

Primeiramente às orientadora e coorientadora deste estudo: Prof. Dr.ª Helena Sant'Ovaia, por aceitar este acompanhamento e me ter guiado academicamente neste percurso; Prof. Lígia Santos, pelo seu companheirismo e ensinamentos, pelo acompanhamento e aventura vivida em campo e pela consistência no trabalho. Foram, sem dúvida elementos fundamentais e a base da elaboração deste trabalho.

À ARGONVIA, por ter proporcionado o presente estágio, que me fez crescer e conectar ao mundo do trabalho, repleto de ensinamentos e aprendizagens.

Ao Eng.º Nuno Marques da ARGONVIA, pela passagem de ensinamentos na área da geotecnia nos trabalhos que desenvolvi na empresa, que eram por mim um pouco desconhecidos, e que permitiram sem dúvida alcançar e definir o trabalho que aqui apresento.

Aos colegas de trabalho da ARGONVIA, que em conjunto, permitiram que este trabalho se desenvolvesse, desde o pessoal de escritório, de campo até ao laboratório, pelas aprendizagens passadas, ajuda e colaboração que em muito determinaram este trabalho e os resultados do mesmo. Devo destacar especialmente o pessoal do laboratório, pela prontidão na passagem de conhecimentos e ajuda.

À Infraestruturas de Portugal por autorizar a divulgação dos dados da prospeção.

Ao Tiago Martins da TECNOFISIL, por se dispor a partilhar os dados dos levantamentos de campo de taludes, que foram imprescindíveis no complemento deste trabalho.

Ao geólogo prof. José Carvalho, pelo auxílio nas análises cinemáticas, assim como pela passagem vasta de conhecimentos na área da geologia e geotecnia, que me permitiram aplicar quer aqui neste relatório, quanto nas tarefas que desenvolvi na empresa.

Aos meus pais, por toda a paciência, ajuda e companheirismo nos momentos em que mais precisava, pelo ombro amigo e pela rapidez em que se dispõem a ajudar em qualquer momento. Por me terem ensinado a ser quem sou hoje.

Aos meus amigos e colegas de faculdade, por terem partilhado comigo nestes cinco anos as frustrações e contratempos que passaram, mas também os momentos de glória. Pelas conversas de medo e indecisão, e também pelas conversas de felicidade, segurança. Por me terem ensinado que o percurso pode ser atribulado, mas o fim é sempre gratificante.

Aos meus amigos/ amigas de infância, pelos tempos de distração que em muito me ajudaram a limpar a cabeça quando mais precisava, e pelo apoio e motivação dados. Por estarem sempre dispostos a puxar por mim.

Ao Ricardo, por ser pilar de bem-estar, alegria, compreensão, companheirismo e amor.

Obrigada a todos!

Resumo

O presente relatório realizou-se no âmbito de um estágio curricular para obtenção do 2º ciclo de estudos do ensino superior, em contexto empresarial, na empresa ARGONVIA, Serviços de Engenharia, Lda, tendo como objetivo a introdução do ambiente empresarial na área da geologia, possibilitando o acompanhamento profissional de trabalhos nesta área científica, com foco no tema deste trabalho, o estudo geológico e geotécnico para a requalificação da linha do Douro, mais propriamente do troço entre Pocinho e Barca D'Alva.

A geologia de engenharia e a geotecnia são duas áreas que têm como base, naturalmente, a geologia, e encontram-se neste momento em expansão. A crescente necessidade da urbanização responsável dada a contínua elevação do número de pessoas no mundo, leva à demanda da criação de vias próprias para transportes, quer sejam elas autoestradas, vias-férreas, e até construções de novas habitações. Todos estes tópicos têm por base o estudo do solo, o estudo da terra e dos seus constituintes, e de que forma eles se podem comportar dada uma construção, quer seja ela de pequena ou grande escala.

O estudo desenvolvido refere-se no estudo geológico e geotécnico prévio para a requalificação da linha férrea do Douro, do troço entre Pocinho e Barca D'Alva atualmente desativado, permitindo o desenvolvimento económico da região interior. Neste estudo estão englobados um conjunto de ensaios que permitem conhecer a geologia da zona e de que forma ela condiciona as próximas fases de obra. Geologicamente, a unidade geológica presente é do Grupo do Douro, mais propriamente a Formação da Desejosa, constituída por xistos com propriedades geológicas e mecânicas a ser avaliadas pelo trabalho de campo, análises cinemáticas, ensaios geotécnicos *in situ*, ensaios laboratoriais e lâminas delgadas com posterior observação ao microscópio. A geologia, geomorfologia e tectónica regional vão condicionar a condições geotécnicas e as soluções de engenharia a ser implantadas na obra.

Palavras-chave: Geologia de Engenharia, Estudos geológico-geotécnicos, Via-férrea, Complexo Xisto-Grauváquico, Grupo do Douro

Abstract

This report was carried out as part of a curricular internship for the completion of the second cycle of higher education studies, in a corporate context, at ARGONVIA, Serviços de Engenharia, Lda. The main objective was to introduce the corporate environment within the field of geology, enabling professional monitoring of projects in this scientific area, with a focus on the subject of this work: the geological and geotechnical study for the rehabilitation of the Douro railway line, specifically the section between Pocinho and Barca D'Alva.

Engineering geology and geotechnics are two fields that are fundamentally based on geology and are currently undergoing expansion. The growing need for responsible urbanization, due to the continuous increase in the global population, drives the demand for the development of transport infrastructure, whether highways, railways, or even new housing. All these developments rely on the study of soil, the study of the Earth and its components, and how they behave when subjected to construction—whether small or large-scale.

The study undertaken consists of a preliminary geological and geotechnical investigation for the rehabilitation of the currently deactivated section of the Douro railway line between Pocinho and Barca D'Alva, aiming to contribute to the economic development of the interior region. This study includes a set of tests to assess the local geology and its influence on the subsequent phases of construction. Geologically, the area belongs to the Douro Group, specifically the Desejosa Formation, composed of schists with geological and mechanical properties to be evaluated through fieldwork, kinematic analyses, in situ geotechnical tests, laboratory tests, and thin-section analyses under a microscope. The regional geology, geomorphology, and tectonics will determine the geotechnical conditions and the engineering solutions to be implemented in the project.

Keywords: Engineering Geology, Geological and Geotechnical Studies, Railway Line, Schist-Greywacke Complex, Douro Group

Índice

Agradecimentos ... ii

Resumo ... iv

Abstract ... v

Índice ... vi

Lista de Figuras ... viii

Lista de Tabelas ... xiv

Lista de Gráficos ... xvi

Lista de Equações ... xvii

Lista de Abreviaturas ... xviii

1. Introdução ... 1

2. Descrição do projeto de Requalificação da Linha do Douro, troço Pocinho – Barca D'Alva ... 3

3. Enquadramentos ... 6

3.1. Enquadramento Geográfico ... 6

3.2. Enquadramento Geológico ... 7

3.2.1. Zona Centro – Ibérica ... 7

3.2.2. Geologia Regional ... 8

3.2.3. Litologias ... 10

3.3. Enquadramento Geomorfológico ... 11

3.4. Enquadramento Tectónico ... 13

3.4.1. Falha Manteigas-Vilariça-Bragança ... 15

3.5. Enquadramento Hidrogeológico ... 17

4. Trabalhos realizados ... 19

4.1. Caracterização dos taludes de escavação ... 20

4.1.1. Projeção estereográfica e características das descontinuidades do Talude 1 ... 29

4.1.2. Projeção estereográfica e características das descontinuidades do Talude 2 32
4.2.3. Análise cinemática do Talude 1 40
4.2.4. Análise cinemática do Talude 2 43
4.2. Ensaios Geotécnicos 48
4.2.1. Sondagens geotécnicas 49
4.2.2. Poços de reconhecimento 60
4.3. Ensaios *in situ* para caracterização da plataforma 62
4.3.1. Ensaio de carga em placa (ECP) 62
4.3.2. Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (PDL) 64
4.4. Ensaios laboratoriais 70
4.4.1. Ensaios laboratoriais em solos 70
4.4.2. Ensaios laboratoriais em rocha 93
5. Análise conjunta dos resultados obtidos: correlações e discussão 126
6. Conclusões 136
Referências bibliográficas 139
Anexos I

Lista de Figuras

Figura 1 - Linha de comboio Porto, São Bento – Barca D'Alva (retirado de O Gerador). 4
Figura 2 - Distrito da Guarda, com destaque para os concelhos de Vila Nova de Foz Côa e de Figueira de Castelo Rodrigo, com a encosta em estudo sinalizada a vermelho (elaborado em QGis); Delimitação da intervenção do estudo (Google Earth). 6
Figura 3 - Unidades estruturais do Maciço Ibérico: terrenos e zonas tectonoestratigráficas (adaptado de Ribeiro, A., 2006 in Pinto de Meireles, 2011). 7
Figura 4 - Esquema Estrutural da Zona Centro Ibérica com destaque para os planos axiais dos dobramentos principais e das zonas de cisalhamento transcorrentes (adaptado de Martínez Catalán et al., 2004b in Pinto de Meireles, 2011). 8
Figura 5 - Excertos das Folhas 2 e 4 das Cartas Geológicas de Portugal na escala 1:200000 (sem escala, Geoportal do LNEG). 9
Figura 6 - Coluna Estratigráfica Geral do Grupo do Douro, e Coluna Estratigráfica sintética com destaque para a unidade geológica em estudo (retirado da Carta Geológica 15-A, Vila Nova de Foz Côa, GeoPortal do LNEG). 10
Figura 7 - Litologias da Formação da Desejosa observadas em campo. 11
Figura 8 - Tectónica frágil na Região de Vila Nova de Foz Côa (retirado da Notícia Explicativa da Carta Geológica 15-A, LNEG). 12
Figura 9 - Esboço estrutural simplificado do Sector de Vila Nova de Foz Côa (adaptado de Búrcio, 2004 in Moreira et al., 2010). 13
Figura 10 - Hipsometria da área enquadrante de Vila Nova de Foz Côa (Araújo A. et al., 2019). 16
Figura 11 - Traçado do Douro na área estudada, com destaque para a falha da Vilariça e a respetiva depressão tectónica, evidenciada pelo traçado rigidamente alinhado da Ribeira do vale da Vila e a bacia da Longroiva, no limite sul da imagem (Araújo et al., 2019). 16
Figura 12 - Possível deflexão do percurso do rio Douro pela Zona de falha Manteigas-Vilariça-Bragança (F) na área do Pocinho, a sul da Bacia tectónica da Vilariça (retirado de Cabral, 1989, fig.13, p. 298 in Cabral J., 1995 - Memórias do Instituto Geológico e Mineiro, nº31..... 17
Figura 13 - Delimitação geográfica da Região Hidrográfica do Douro (retirado do Plano de Gestão de Região Hidrográfica, 2016). 18
Figura 14 - Exemplo de Ficha de talude criada. 21
Figura 15 - Localização dos taludes em estudo (Google Earth). 22

Figura 16 – Perfis de rugosidade com o intervalo de JRC e valores associados (Barton, Choubey, 1977). 27
Figura 17 – Perfis de rugosidade típicos e nomenclatura sugerida (O comprimento de cada perfil varia de 1 a 10 metros. As escalas vertical e horizontal são iguais) (ISRM, 1977 in Ulusay, R., Hudson, J.A., 2007). 27
Figura 18 – Talude 1. 29
Figura 19 – Projeção estereográfica do Talude 1 direito (a roxo) e esquerdo (a laranja) (a), com os polos representados (b). 30
Figura 20 – Talude 2. 32
Figura *21 – Projeção estereográfica do Talude 2 direito (a roxo) e esquerdo (a laranja) (a), com os polos representados (b).* 33
Figura 22 – Diagrama de pólos com tratamento estatístico das descontinuidades da zona das Pedreiras do Poio, Foz Côa (Ferreira Gomes, 1987 in Ferreira Gomes, L.M., Gabriel de Almeida, P., 2003). 34
Figura 23 – Representação estereográfica dos planos de descontinuidade com respeito à orientação do talude para alguns tipos de roturas em maciços rochosos (modificado de Hoek y Bray, 1981 in González de Vallejo, 2002). 36
Figura 24 – Tipos de roturas planares (González de Vallejo, 2002); Condições para a rotura planar (González de Vallejo, 2002). 37
Figura 25 – Condições para a rotura em cunha (González de Vallejo, 2002). 37
Figura 26 – Esquemas de taludes com estruturas favoráveis à queda por toppling (direto e flexural) (González de Vallejo, 2002). 38
Figura 27 – Esquema de rotura curva em maciços rochosos intensamente fraturados (González de Vallejo, 2002). 39
Figura 28 – Representação de dados estruturais referentes a quatro possíveis modos de falha de taludes, plotados em redes equatoriais de áreas iguais como polos e grandes círculos (ISRM, 1977 in Ulusay, R., Hudson, J.A., 2007). 40
Figura 29 – Histograma das superfícies de descontinuidades do Talude 1 (DIPS). 41
Figura 30 – Histograma da rugosidade das paredes das descontinuidades para o Talude 2 (DIPS). 44
Figura 31 – Execução das sondagens na linha de comboio desativada. 51
Figura 32 – Execução de sondagem fluvial na Ponte dos Canivais. 51
Figura 33 – Ensaio SPT (Bowles, J. E., 1997). 53
Figura 34 – Colocação da coroa para execução das sondagens; Caixa de sondagem com amostras recolhidas. 57
Figura 35 – Sondagem SM36. 59

Figura 36 – Ensaio de carga em placa a ser executado num poço; Gráfico do resultado do ensaio carga em placa no poço 42. 62
Figura 37 - Penetrómetro dinâmico ligeiro (Conde, M.C. et al., 2023). 64
Figura 38 - Peneiros utilizados na análise granulométrica por peneiração; Torre de peneiros no agitador de peneiros para a separação granulométrica. 71
Figura 39 - Exemplo de um gráfico da curva granulométrica dos solos (Matos Fernandes, 2012). 72
Figura 40 - Escalas granulométricas adotadas pela A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT (extraído de Notas de Aula - Mecânica dos Solos: Unidade 3 – Granulometria dos solos). 75
Figura 41 - Definição dos limites de consistência ou de Atterberg (Matos Fernandes, 1994). 77
Figura 42 - Determinação do Limite de Plasticidade e Liquidez. 78
Figura 43 - As três fases dos solos (Matos Fernandes, 1994). 80
Figura 44 - Classificação dos solos (ASTM D 2487-93) (ASTM Designation: D 2487-93). 83
Figura 45 - Classificação dos solos (Classificação para fins rodoviários, E240-1970). 84
Figura 46 - Curvas obtidas em ensaios de compactação com energia constante (González de Vallejo, 2002). 86
Figura 47 - Molde (a) e martelo (b) do equipamento do ensaio proctor (Braja M. D., 2010). 87
Figura 48 - Moldes submergidos em água para a execução para a determinação do CBR; Execução do ensaio CBR, com a obtenção dos gráficos dos respetivos resultados. 90
*Figura 49 - Texturas metamórficas marcadas por blastese (*Ribeiro, M.A., 2004). 95
Figura 50 - Microscópio utilizado para análise das lâminas (Nikon Eclipse LV100N POL). 96
Figura 51 - Lâminas delgadas e respetivos tacos. 96
Figura 52 - Alternâncias de texturas granoblásticas (a) e lepiboblásticas (b) conferindo uma textura granolepidoblástica predominante em todo a lâmina. Minerais micáceos alinhados segundo uma orientação preferencial (tracejado a amarelo). Minerais quartzo-feldsptáticos com formas anédricas (Objetiva 5x). 97
Figura 53 - Predomínio de textura granoblástica com minerais quartzo-feldspáticos a seguir uma orientação preferencial (tracejado amarelo); porfiroblastos de biotite adelgaçados segundo uma direção preferencial, adotando uma morfologia de "mica fish"

(a), assim como os minerais de quartzo, com movimento direito predominante (b) (Objetiva 5x). 98
Figura 54 - Textura lepidoblástica de matriz fina, alinhada, com ligeiros dobramentos em volta de locais com textura granoblástica (a). A matriz da textura granoblástica encontra-se ligeiramente "cataclasada", dada pelos minerais de menores dimensões e com aspeto mais "esmagado", que salta à vista na fotografia das lâminas com nicóis cruzados (b) (Objetiva 5x). 99
Figura 55 - Intercalações entre texturas lepidoblásticas e granoblásticas, criando uma lâmina com textura em geral granolepidoblástica, com a sua matriz alinhada e com dobramentos de menores dimensões, quase impercetíveis (Objetiva 5x). 99
Figura 56 - Aspeto geral da lâmina delgada da amostra SM61, com textura granoblástica a predominar na matriz, com identificação de minerais quartzo-feldspáticos anédricos; observação de uma orientação preferencial demarcada pelo alinhamento dos minerais. Na figura de baixo destaca-se a sua matriz granoblástica com dois "corredores" (ondulado amarelo) onde esta matriz se encontra com uma coloração mais clara e de aspeto mais grauvacóide, enquanto que os restantes "corredores" apresentam um aspeto mais pelítico (Objetiva 5x). 100
Figura 57 - Aspetos diferenciais observados na lâmina do material da sondagem SM61: na figura de cima temos a presença de uma mancha de textura granoblástica com minerais anédricos de quartzo, principalmente, rodeada por uma textura granoblástica de matriz fina;na figura de baixo temos a presença de uma matriz granoblástica de matriz fina, com uma alteração por óxidos de ferro no centro da imagem, bem demarcada (Objetiva 5x). 101
Figura 58 - Lâmina SM61 observada com a objetiva de 10x, onde se pode observar o bandado de texturas granoblásticas com diferentes granulometricas (ondulado amarelo), onde estas diferenças de granulometria marcam uma dobra no material. 101
Figura 59 - Minerais de quartzo anédricos com pontuais minerais micáceos disseminados, intercrescidos no quartzo (Objetiva 5x). 102
Figura 60 - Locais da lâmina PAG-S2 onde a matriz é mais lepidoblástica, demarcada por minerais micáceos alinhados segundo uma direção preferencial, com minerais de quartzo euédricos (no caso das figuras de cima) e anédricos. Dobramento do material bem visível nas imagens de cima (ondulado amarelo), demarcado pelos minerais micáceos. 102
Figura 61 - Textura granoblástica de matriz fina, intercalada com bandas de textura granoblástica de matriz mais grosseiros, composta por minerais quartzo-feldspáticos.

As bandas de diferentes texturas seguem o alinhamento da direção preferencial dos minerais (Objetiva 5x). 103
Figura 62 - Parte da lâmina PAG-S2 que mostra a generalidade da composição da mesma: textura lepidoblástica intercrescida em minerais de quartzo e bandas de textura granoblástica intercrescidas em matriz lepidoblástica. 103
Figura 63 - Diferentes estados de tensão aplicados a provetes em laboratório (González de Vallejo, 2002). 105
Figura 64 - Curva completa tensão-deformação com os valores correspondentes à resistência de pico e à resistência residual (González de Vallejo, 2002). 105
Figura 65 - Modelos de comportamento tensão-deformação (González de Vallejo, 2002). 106
Figura 66 - Comportamento frágil e dúctil (González de Vallejo, 2002). 106
Figura 67 - Equipamento para execução do ensaio da determinação de UCS. 107
Figura 68 - Tarolo da sondagem PCAN-S3 (16.3m – 16.5m), antes e após rotura, com fraturação a seguir o ângulo da foliação. 107
Figura 69 - Planos de maior ou menor fragilidade de uma rocha com anisotropia perante o ângulo de aplicação de carga (González de Vallejo, 2002). 109
Figura 70 - Configurações de aplicação de carga e requisitos da forma do fragmento para (a) o ensaio diametral, (b) o ensaio axial, (c) o ensaio em bloco e (d) o ensaio em fragmentos irregulares (extraído de ASTM D5731-02) 113
Figura 71 - Marcação do tarolo para serragem; Equipamento utilizado na medição das marcações. 114
Figura 72 - Ensaio point-load axial; Ensaio point-load diametral. 114
Figura 73 - Amostra SM19 antes (A) e depois (D) da execução do ensaio Point-Load axial. 115
Figura 74 - Tambor giratório onde se colocam as esferas de aço e a amostra e ensaiar; esferas de aço. 119
Figura 75 - Equipamento utilizado na compactação do material. 120
Figura 76 - Tambor e respetivas esferas; Equipamento utilizado para a execução do ensaio. 121
Figura 77 - Reutilização de materiais rochosos na construção de aterros (excerto do Caderno de encargos de obra, 2009, Estradas de Portugal, S.A.). 123
Figura 78 - Índice de durabilidade ao desintegramento no segundo ciclo [Id (segundo ciclo)], resistência ao carregamento pontual corrigida para um diâmetro de amostra de 50 mm (Is50), resistência à compressão uniaxial (UCS) e valores de dureza por ressalto

do martelo de Schmidt (R) das rochas estudadas.(Santarém Andrade, P., Almeida Saraiva, A., 2010). 134

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Graus de alteração do maciço (adaptado de ISRM, 1980). 23
Tabela 2 - Intervalos de fraturação (adaptado de ISRM, 1980). 24
Tabela 3 - Estimação aproximada e classificação da resistência da compressão simples de solos e rochas a partir de índices de campo (adaptado de ISRM, 1977 in R. Ulusay & J.A. Hudson, 2007). 24
Tabela 4 - Continuidade de uma descontinuidade (adaptado de ISRM, 1980). 25
Tabela 5 - Intervalos de abertura das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1980). . 26
Tabela 6 – Rugosidade de uma descontinuidade (adaptado de ISRM, 1977). 26
Tabela 7 – Resumo das principais famílias de diaclases do Talude 1. 30
Tabela 8 – Resumo das principais famílias de diaclases do Talude 2. 33
Tabela 9 – Análises cinemáticas para o Talude 1. 42
Tabela 10 – Análises cinemáticas para o Talude 2. 45
Tabela 11 – Resumo do tipo de ensaios executados, quantidades e objetivos (informações extraídas do Plano de Prospeção). 48
Tabela 12 – Exemplos de vantagens e desvantagens das sondagens geotécnicas. .. 49
Tabela 13 – Vantagens e desvantagens do ensaio SPT (Mayne et al., 2002 in Farinho, 2021). 54
Tabela 14 – Correlação entre o SPT e o ângulo de atrito interno de solos granulares (adaptado de González de Vallejo, 2002). 55
Tabela 15 – Relação entre (N1)60 e o índice de compacidade de areias (Skempton, 1986 in Matos Fernandes, 2011). 55
Tabela 16 – Relação entre N60 e a consistência das argilas (Clayton et al., 1995 in Matos Fernandes, 2011). 56
Tabela 17 – Qualidade do maciço segundo a ormulage do RQD (adaptado de González de Vallejo, 2002). 58
Tabela 18 – Exemplos de poços de reconhecimento efetuados na linha (P5, P16 e P38) e nos túneis (P4). 61
Tabela 19 - Resumo dos resultados obtidos nas análises granulométricas. 73
Tabela 20 - Percentagem de areia e cascalho/seixo segundo a classificação ASTM. . 75
Tabela 21 - Resultados da determinação dos limites de consistência. 79
Tabela 22 - Resultados das determinações dos teores em água. 81
Tabela 23 - Resumo dos resultados do ensaio Proctor. 88
Tabela 24 - Resumo dos resultados da determinação do CBR. 90

Tabela 25 - Possível utilização dos diversos tipos de solos em função da zona do aterro, baseada na classificação ASTM D 2487 adaptado de Caderno de Encargos tipo Obra, 2009, Estradas de Portugal S.A.. 92
Tabela 26 - Ensaios laboratoriais referentes ao ensaio da compressão unixial simples. 108
Tabela 27 - Classificação das rochas a partir da sua resistência à compressão simples (adaptado de González de Vallejo, 2002). 110
Tabela 28 - Influência do grau de alteração e do ângulo da foliação nos valores de UCS. 112
Tabela 29 - Resultados dos ensaios laboratoriais na execução do ensaio Point-Load. 116
Tabela 30 - Valores de Is_{50} e UCS obtidos pelo ensaio Point-Load. 118
Tabela 31 - Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais de fragmentação e desgaste nos materiais. 122
Tabela 32 - Classificação dos materiais rochosos (evolutivos e não evolutivos) - Classe R da classificação GTR (adaptado de Corte J., F, et al., 2000). 123
Tabela 33 - Condições de utilização (adaptado de Corte J.F. et al, 1992). 124
Tabela 34 - Métodos de obtenção de dados para a cartografia geotécnica (adaptado de González de Vallejo, 2002). 125
Tabela 35 - Valores de EV1 e EV2 e os respetivos teores em água. 128
Tabela 36 - Valores de UCS obtidos pelo ensaio de resistência à compressão simples e valores de IS50 obtidos no ensaio point-load. 132
Tabela 37 - Comparação entre valores de UCS obtidos com C tabelado na norma e C retirado da dedução do ensaio de resistência à compressão simples e do point-load. 132

Lista de Gráficos

Gráfico 1 - Relação Q_d e N_{10} com a profundidade. 67
Gráfico 2 - Resultados obtidos nas análises granulométricas. 74
Gráfico 3 - Gráfico logarítmico das curvas granulométricas das 20 amostras ensaiadas. 76
Gráfico 4 - Quantidades relativas obtidas perante a classificação AASHTO. 84
Gráfico 5 - Quantidades relativas obtidas perante a classificação ASTM. 85
Gráfico 6 - Resumo dos resultados dos ensaios proctor. 89
Gráfico 7 - Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais obtidos na determinação do CBR. 91
Gráfico 8 - Relação entre os valores de UCS e E obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples. 111
Gráfico 9 - Influência do grau de alteração (W) nos valores obtidos de UCS. 112
Gráfico 10 - Relação dos valores de EV2 com a média dos valores de N_{PDL}. 127
Gráfico 11 - Relação entre EV1/EV2 e o teor em água. 127
Gráfico 12 - Correlação entre Is_{50} e UCS com valores de C segundo a norma do ensaio. 133
Gráfico 13 - Correlação entre Is_{50} e UCS com valor de C calculado segundo os valores médios de UCS e Is_{50}. 133

Lista de Equações

Equação 1 – Cálculo do RQD (González de Vallejo, 2002). 58
Equação 2 – Módulo de deformação EV2 a partir da formula de Boussinesq (extraído da norma NF P 94-117-1). 63
Equação 3 - Índice de penetração (Conde, M.C. et al., 2023). 65
Equação 4 - Cálculo de rd e qd (extraído do Eurocódigo 7 – Parte 3). 67
Equação 5 - Cálculo das tensões admisíveis segundo o valor de Qd. 68
Equação 6 - Coeficiente de Uniformidade (Matos Fernandes, 1994). 72
Equação 7 - Índice de plasticidade (Matos Fernandes, 1994). 77
Equação 8 - Teor em água (Matos Fernandes, 1994). 80
Equação 9 - Energia específica de compactação para o ensaio Proctor (Matos Fernandes, 1994). 87
Equação 10 - Rigidez de um membro elástico (González de Vallejo, 2002). 107
Equação 11 - Rigidez de um membro elástico, em função do esforço e deformação (González de Vallejo, 2002). 107
Equação 12 - Índice de Carga Pontual (González de Vallejo, 2002). 113
Equação 13 - Fator de correção aplicado no caso dos ensaios Point-Load axiais (extraído de ASTM D 5731-02). 117
Equação 14 - Fator de correção aplicado no caso do ensaio Point-Load diametral (extraído de ASTM D 5731-02). 117
Equação 15 - Estimação do valor de UCS (extraído de ASTM D 5731-02). 118
Equação 16 - Cálculo do coeficiente de Desgaste de Los Angeles (extraído de NP EN 1097-2, 2002). 119
Equação 17 - Cálculo do coeficiente de Micro-Deval Wet (extraído de NP EN 1097-1 2002). 121

Lista de Abreviaturas

FCUP	Faculdade de Ciências da Universidade do Porto
CBR	California Bearing Ratio
C_U	Coeficiente de Uniformidade
D_{10}/ D_{60}	Diâmetro efetivo (solo com determinado diâmetro efetivo, tem 10% ou 60% de peso em partículas com dimensões inferiores a D_{10} ou D_{60})
EC	Energia especifica de compactação para o ensaio proctor
GEG	Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda.
IP	Índice de Plasticidade
IP	Infraestruturas de Portugal
I_S	Índice de Carga Pontual
LC/ W_C	Limite de contração/ retração
LL/ W_L	Limite de liquidez
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LNEG	Laboratório Nacional de Energia e Geologia
LP/ W_P	Limite de Plasticidade
N_{SPT}	Número de pancadas obtidas no ensaio de penetração (Standard Penetration Test)
PDL	Penetrômetro dinâmico ligeiro
PL	Point Load Test
RQD	Rock Quality Designation
SPT	Standard Penetration Test
W_S	Peso da fase sólida
W_W	Peso volúmico da água
ZCI	Zona Centro-Ibérica
ECP	Ensaio de Carga em Placa
FD	Formação da Desejosa
ZGTM	Zona Galiza Trás-Os-Montes
ISRM	Associação Internacional de Mecânica das Rochas
EV	Módulo de Deformabilidade Vertical
K	Módulo de Reação
QD	Resistência de Ponta
RD	Resistência à Penetração

DPSH	Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (Dynamic Probe Super Heavy Test)
ASTM	Sociedade Americana para Testes e Materiais (American Society for Testing Materials)
AASHTO	Associação Americana de Autoridades Estaduais de Estradas e Transportes (American Association for State Highway and Transportation Officials)
UCS	Resistência à Compressão Simples (Uniaxial Compression Resistance)
LA	Coeficiente de Los Angeles
MDE	Micro Deval Wet
$\mathbf{I_S}$	Valor não corrigido de Point Load
C	Fator de correlação

1. Introdução

O presente relatório, elaborado no âmbito do estágio curricular do Mestrado em Geologia, foi realizado na empresa ARGONVIA – Serviços de Engenharia, Lda., e refere-se ao Estudo Geológico-Geotécnico para a reabilitação da Linha do Douro, mais propriamente o troço entre Pocinho e Barca D'Alva, situado no NE de Portugal.

Este estudo prévio, da responsabilidade da Infraestruturas de Portugal (IP), foi adjudicado à empresa EDGAR CARDOSO, que subcontratou os trabalhos de prospeção geológico-geotécnica à ARGONVIA. No âmbito do presente estágio, complementamos o plano de prospeção com a execução de ensaios Point-Load e a elaboração e análise de lâminas delgadas.

Para implantar a linha férrea a meio da inclinada encosta da margem esquerda do rio Douro, foi necessário construir viadutos para ultrapassar as linhas de água mais encaixadas e túneis para transpor os relevos mais elevados. Os muros de suporte em alvenaria, suportam recorrentemente os aterros da linha, e do lado da encosta sucedem-se os taludes de escavação rochosos de grande porte, com elevado risco de queda de blocos. Neste contexto, selecionaram-se dois taludes de escavação para realizar um pormenorizado levantamento das características das descontinuidades e, através da análise cinemática, quantificar o respetivo risco de queda.

Nos capítulos seguintes, propomo-nos sistematizar os resultados dos ensaios geotécnicos, *in situ* e laboratoriais, e compreender a informação disponibilizada e as limitações inerentes à sua natureza.

Deste modo, o presente relatório de estágio conta com a seguinte distribuição:

- No presente capítulo há uma breve apresentação do objetivo deste estágio e descrição da estrutura do relatório;
- No Capítulo 2 descreve-se detalhadamente o projeto de remodelação da linha férrea;
- No Capítulo 3, consciente da influência que as condições físicas regionais têm uma grande influência nas soluções construtivas do projeto e no comportamento geotécnico do maciço, após uma breve descrição do maciço xistoso, enquadra-se a área do projeto na história tectónica e estrutural da região e descreve-se a geomorfologia regional;
- No capítulo seguinte, Capítulo 4, descrevem-se os trabalhos geológico-geotécnicos realizados e apresentam-se os resultados obtidos, nomeadamente

os resultados do reconhecimento de superfície, sistematizados em duas fichas de talude, assim como os resultados dos ensaios dos ensaios *in situ* e laboratoriais;

- No Capítulo 5 faz-se uma análise geral dos resultados obtidos em cada metodologia de estudo utilizada, assim como correlações e discussão dos valores e ensaios, de forma a caracterizar o material, geológica e geotecnicamente;
- Por fim, no Capítulo 6 apresentam-se as conclusões do estudo.

2. Descrição do projeto de Requalificação da Linha do Douro, troço Pocinho – Barca D'Alva

O estudo prévio e projeto de execução da reabilitação da linha do Douro entre Pocinho e Barca D'Alva, com cerca de 27 km de extensão, contempla diversas áreas de intervenção, conforme descrito no site do IP, nomeadamente:

- Eletrificação de todo o troço;
- Estabilização de taludes e estruturas de suporte;
- Modernização da infra e superestrutura ferroviária;
- Reabilitação do edificado e plataformas existentes, infraestruturas de sinalização e telecomunicações;
- Reabilitação de Túneis e adequação para os gabaritos de catenária;
- Adequação das pontes metálicas, viadutos e passagens inferiores.

O projeto de execução foi antecedido por um estudo de viabilidade, executado pelo GEG (Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda) em 2021. De acordo com esse estudo o traçado da linha férrea entre Pocinho e Barca D'Alva integra: Via única balastrada com bitola ibérica, não eletrificada; 3 estações e 1 apeadeiro: Côa; Castelo Melhor, Almendra e Barca d'Alva; 4 pontes metálicas – a ponte de Canivais de Alvenaria (64m) e as pontes metálicas de Côa (64m), Aguiar (104m) e Gricha (91m); 3 passagens inferiores; 6 passagens hidráulicas de maior dimensão (pontões) e 135 órgãos de drenagem transversal; 2 túneis: Castelo Melhor (80m) e Almendra (91m).

As análises e intervenções previstas têm como objetivo a reabilitação do corredor ferroviário português da Linha do Douro que se encontra desativado, entre as estações do Pocinho e Barca d'Alva, desde 1988 (extraído do Estudo de Viabilidade, GEG).

O projeto incluiu várias componentes de estudo, tendo sido as mesmas desenvolvidas para a IP pelo GEG. Do ponto de vista geotécnico, o estudo de viabilidade apresentado pelo GEG, define as seguintes etapas para o projeto:

– Infraestrutura e plataforma de via-férrea: caracterização da plataforma ferrovia existente, propondo um dimensionamento para uma outra plataforma e estudos hidrológicos e de drenagem;

– Geologia, Geotecnia e Estruturas de proteção e estabilização da plataforma: definição das necessidades de estabilização e proteção ao nível dos taludes de escavação (incluindo levantamento, classificação de níveis de risco, análise e proposta de intervenção preliminar em 120 taludes – 25 quilómetros de taludes de escavação), taludes de aterro e reabilitação e reforço de muros;

– Infraestrutura de obras de arte e túneis (em pontes, passagens inferiores, túneis e passagens hidráulicas);

– Prospeção geológico-geotécnica: definição, execução e acompanhamento de campanha de auscultação da plataforma ferroviária existente (incluindo no interior dos túneis).

O troço em estudo comporta uma distância de, aproximadamente e como já referido, 27km com três estações de comboio neste momento desativadas (Figura 1). O objetivo deste estudo será realizar o estudo geológico-geotécnico do troço Pocinho – Barca D'Alva, de modo a permitir a ligação da antiga linha ferroviária entre Porto (São Bento) a Barca D'Alva.

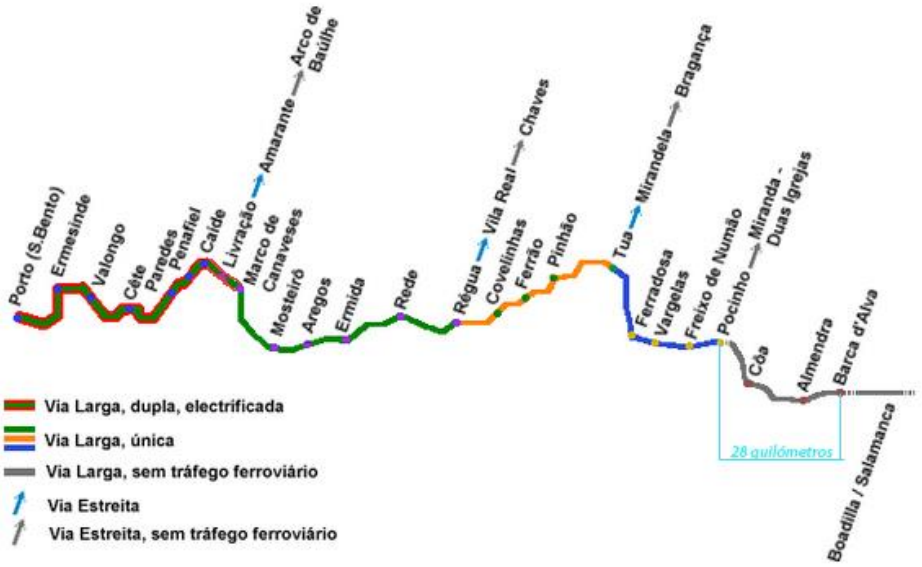


Figura 1 - Linha de comboio Porto, São Bento – Barca D'Alva (retirado de O Gerador).

Na fase de estudo, e mesmo nas fases de obra, o trabalho do geólogo é imprescindível. A seguir descrevem-se alguns dos trabalhos em que o geólogo participa neste tipo de estudos:

- Levantamento de informações geológicas de campo;
- Planeamento das diferentes fases de obra e locais de estudo;
- Acompanhamento dos trabalhos de prospeção em campo;
- Análise das amostras recolhidas;
- Catalogação e descrição em boletins informativos dos ensaios realizados;
- Elaboração de perfis geológico-geotécnicos do terreno com as informações levantadas;
- Estudos de risco geológico;
- Estudo de solos e rocha para engenharia;
- Análise de processos geológicos ativos;
- Análise de áreas de contaminação;
- Monitorização durante a obra;
- Avaliação do desempenho de estruturas existentes;
- Estudos de estabilização de escavações e análise de estabilidade de taludes;
- Assistência em processos de licenciamentos ambientais;
- Estudos hidrogeológicos;
- Avaliação das condições de fundação e de escavação tendo em conta o terreno;
- Elaboração de relatórios técnicos e/ ou factuais.

Neste projeto, a ARGONVIA está responsável pela execução dos trabalhos de prospeção geotécnica, os quais incluem sondagens, poços de reconhecimento, ensaios *in situ* e laboratoriais variados, com o objetivo de caracterizar os materiais existentes ao longo da linha férrea. Esta campanha integra também a elaboração e entrega dos respetivos boletins técnicos dos dados recolhidos.

Na plataforma foram executadas sondagens, poços de reconhecimento, ensaios de carga em placa e ensaios de penetração dinâmica do tipo ligeiro. O programa de prospeção prevê ainda a execução de ensaios laboratoriais em solos e rocha.

Complementarmente, e no âmbito do presente estágio, foram integradas duas metodologias de caracterização geomecânica: a execução de ensaios Point-load e a análise de lâminas delgadas. Estas visam aprofundar as correlações obtidas, aliadas a uma intensa pesquisa bibliográfica e um pormenorizado reconhecimento geológico de superfície, associados aos trabalhos já previstos no projeto.

3. Enquadramentos

3.1. Enquadramento Geográfico

O projeto de reabilitação da Linha do Douro entre Pocinho e Barca D'Alva abrange geograficamente os concelhos de Vila Nova de Foz Côa e Figueira de Castelo Rodrigo, ambos pertencentes ao distrito da Guarda (Figura 2).

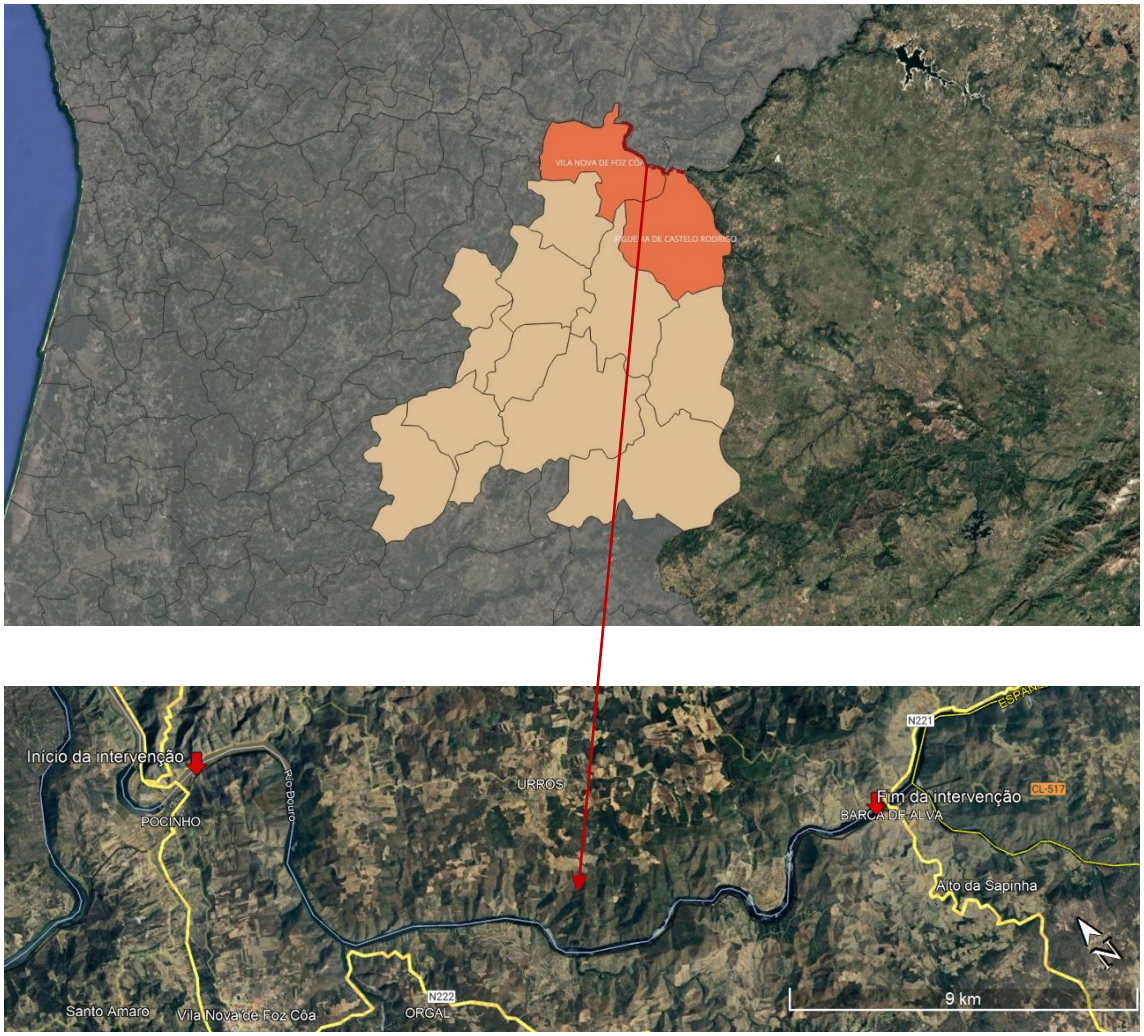


Figura 2 - Distrito da Guarda, com destaque para os concelhos de Vila Nova de Foz Côa e de Figueira de Castelo Rodrigo, com a encosta em estudo sinalizada a vermelho (elaborado em QGis); Delimitação da intervenção do estudo (Google Earth).

3.2. Enquadramento Geológico

3.2.1. Zona Centro – Ibérica

O maciço Hespérico representa o segmento mais ocidental do Varisco europeu, com o qual enlaça através de inversão da abertura do golfo da Biscaia, entre 110 e 75 Ma (A. Ribeiro *in* Dias R. et al., 2013). O Maciço Ibérico pode ser considerado resultante da justaposição dos seguintes terrenos (Figura 3) (Pinto de Meireles, 2011).

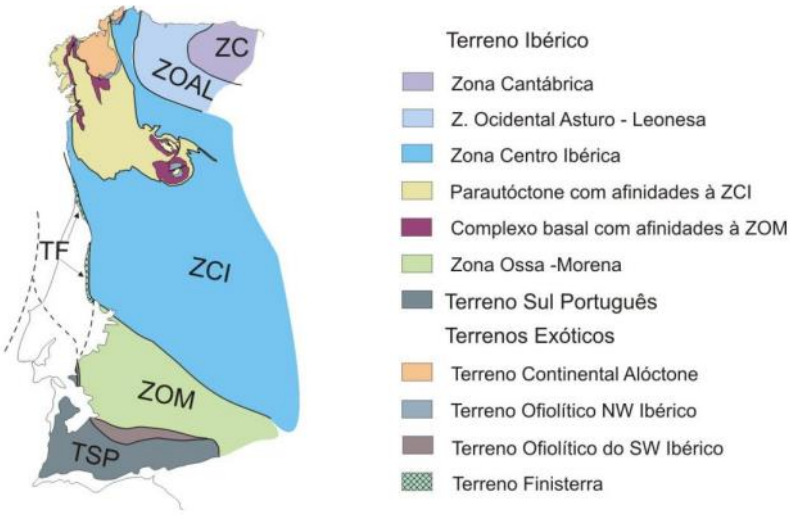


Figura 3 - Unidades estruturais do Maciço Ibérico: terrenos e zonas tectonoestratigráficas (adaptado de Ribeiro, A., 2006 in Pinto de Meireles, 2011).

Como o objetivo e foco desta introdução é apresentar a geologia da área de estudo, será feita apenas referência à Zona Centro-Ibérica, onde o projeto se insere.

Pinto de Meireles, 2011, refere que a criação da Zona Centro Ibérica se deve à proposta de Julivert et al. (1972), por integração das Zonas Galaico – Castelhana e Lusitana Oriental – Alcudiana de Lotze (1945). Igualmente estes autores assinalavam a presença dos maciços polimetamórficos do NW Peninsular integrados na subzona Galiza média – Trás-os-Montes separada por um cavalgamento do resto da ZCI. Mais tarde, as características estratigráficas e estruturais únicas desta subzona, como o carácter alóctone dos maciços, levam Farias et al. (1987) e Arenas et al. (1988) a propor a sua individualização da Centro Ibérica e a sua designação para Zona Galiza – Trás-os-Montes. Ou seja, a Zona Centro Ibérica fica apenas limitada aos materiais autóctones imediatamente por debaixo do acidente basal da ZGTM.

O mesmo autor indica ainda que, "Em contraste com as Zonas Ossa Morena e Ocidental Asturo – Leonesa, a ZCI destaca-se por: 1) a importância da sequência pré – ordovícica, de idade Neoproterozóico – Câmbrico médio, traduzida fundamentalmente na potência da sequência areno-pelítica predominante sobre a fácies de plataforma greso –

carbonatada; 2) a grande abundância de batólitos graníticos sin a tardi – cinemáticos; 3) estruturalmente, a presença de grandes sinformas paleozóicos que ocorrem em toda a ZCI, orientados longitudinalmente" (Figura 4).

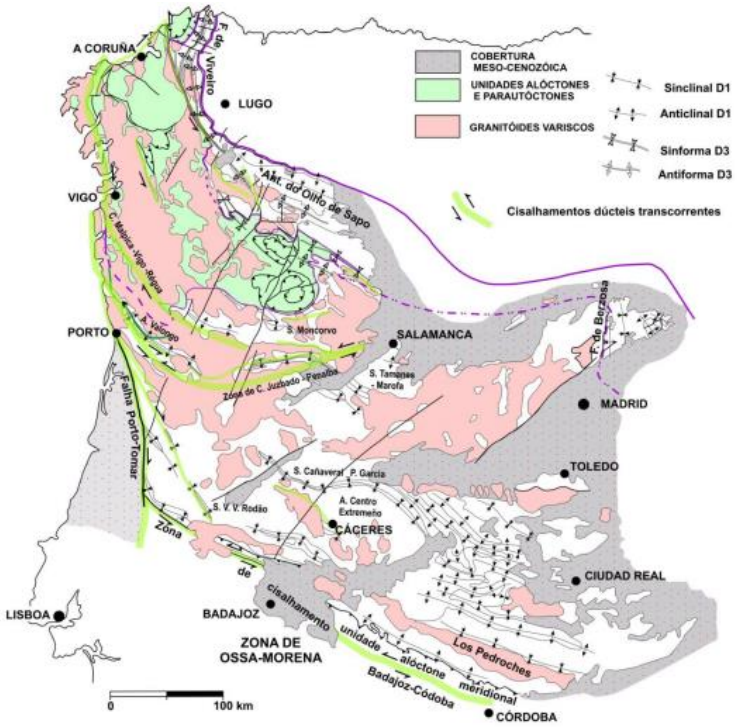


Figura 4 - Esquema Estrutural da Zona Centro Ibérica com destaque para os planos axiais dos dobramentos principais e das zonas de cisalhamento transcorrentes (adaptado de Martínez Catalán et al., 2004b in Pinto de Meireles, 2011).

3.2.2. Geologia Regional

Relativamente à geologia do local, Ferreira da Silva A., Luísa Ribeiro M., 1991, na Notícia Explicativa da Carta Geológica 15-A referem que os terrenos existentes correspondem principalmente a litótipos antigos de idade câmbrica, ordovícica e permo-carbónica. Os pequenos depósitos mais modernos existentes ao longo das fraturas são de idades eocénicas ou mais recentes. As rochas metassedimentares do Grupo do Douro são as litologias predominantes na região de Vila Nova de Foz Côa. Ocupam mais de metade da área estudada e distribuem-se pelas partes central e norte da carta.

Na região de Vila Nova de Foz Côa as formações sedimentares foram afetadas de metamorfismo contínuo prógrado, ao qual se sobrepôs metamorfismo de contacto na periferia dos maciços graníticos alóctones. As associações metamórficas são consistentes com aumento do grau metamórfico para sul. As isógradas cartografadas basearam-se no primeiro aparecimento dos minerais índice, em associações pelíticas. De uma forma geral pode dizer-se que as isógradas se orientam aproximadamente W-

E e que foram afetadas pelos acidentes tectónicos tardi-hercínicos. Clorite e biotite são os minerais índice com maior expressão cartográfica (Ferreira da Silva, A., Luísa Ribeiro M., 1991).

A zona em estudo, e como observado na Figura 5, é constituída por elementos do Super Grupo Dúrico-Beirão, também conhecido como Complexo Xisto-Grauváquico, mais concretamente pela Formação da Desejosa, que será descrita e caracterizada mais à frente.



Figura 5 - Excertos das Folhas 2 e 4 das Cartas Geológicas de Portugal na escala 1:200000 (sem escala, Geoportal do LNEG).

Dias R., et. al 2013 indica que apesar de interrompida nalguns locais pelos granitos variscos e por pequenas manchas de metassedimentos paleozoicos, a área coberta pelo Super Grupo Durico-Beirão é muito vasta, cobrindo grande parte da região do Douro e estendendo-se por toda a região centro. Este Super Grupo é construído por duas unidades principais, o Grupo do Douro a norte e o Grupo das Beiras a sul, separadas entre si por uma linha limítrofe que passa por são João da Madeira, Viseu e serra da Malcata (Oliveira et al., 1992 *in* Dias R., et al., 2013); a característica mais marcante deste limite é o desaparecimento dos calciturbiditos que caracterizam o grupo do Douro. A sequência do Grupo do Douro foi estabelecida por Sousa (1982) que

considerou a existência de 6 formações: Bateiras, Ervedosa do Douro, Rio Pinhão, Pinhão, Desejosa e S. Domingos (Figura 6).

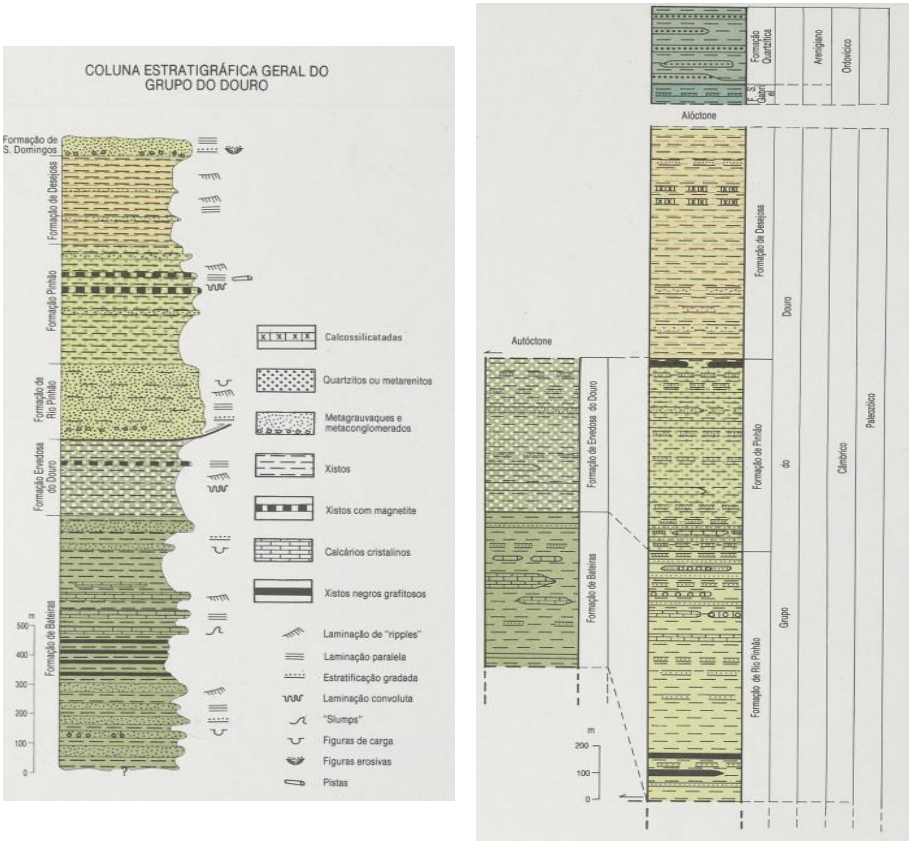


Figura 6 - Coluna Estratigráfica Geral do Grupo do Douro, e Coluna Estratigráfica sintética com destaque para a unidade geológica em estudo (retirado da Carta Geológica 15-A, Vila Nova de Foz Côa, GeoPortal do LNEG).

3.2.3. Litologias

Formação da Desejosa

Analisando a Carta Geológica 15-A, percebemos que o local de estudo é abrangido por uma "mancha" de filitos listrados com intercalações de metagrauvaques, metaquartzograuvaques e "calcossilicatadas", fazendo parte da Formação da Desejosa. Esta unidade é do Câmbrico, pertencente ao Super Grupo Dúrico-Beirão, descrito previamente. A Formação da Desejosa encontra-se no Complexo Xisto-Grauváquico, fazendo parte do Grupo do Douro, sendo uma unidade alóctone.

Dias R. et al. 2013 descreve esta formação, sendo constituída por alternâncias finas milimétricas a centimétricas, de filitos e psamitos conferindo-lhe um aspeto listrado típico, onde mais raramente se intercalam algumas bancadas de metagrauvaques. são comuns as estruturas sedimentares dos tipos estratificação gradada, figuras de carga,

laminação obliqua e no topo da formação estruturas bioturbadas (Figura 7). Igualmente para o topo desta unidade intercala-se uma bancada métrica de conglomerado intraformacional. A espessura desta unidade é de 250 ± 50m na região de Tabuaço onde foi inicialmente definida (Sousa, 1982 *in* Dias R. et al., 2013) e de 1200 ± 100m mais a leste na região de Freixo de Espada à Cinta (Silva & Ribeiro, 1994 *in* Dias R. et al., 2013).



Figura 7 - Litologias da Formação da Desejosa observadas em campo.

Depósitos de aterro

No decorrer do acompanhamento deste estudo, e tendo em conta as sondagens e poços de reconhecimento (a ser referidos e descritos à frente), foi identificada uma litologia que é regular e predominante: os depósitos de aterro. Este aterro assenta na Formação da Desejosa e, em geral, é composto por solos arenosos/ areno-argilosos, balastro e blocos/ fragmentos de xisto e pontuais injeções de calda pobre em cimento, sendo classificado como heterogéneo dada a diversidade de materiais que o mesmo contém.

Esta litologia será também analisada através dos ensaios laboratoriais previstos, de acordo com o projeto.

3.3. Enquadramento Geomorfológico

O capítulo referente à geomorfologia da Notícia Explicativa da Carta Geológica de Vila Nova de Foz Côa menciona que a região apresenta um relevo acidentado em grande parte da sua área, consequência da tectónica rígida e da erosão diferencial, relacionadas com o encaixe do rio Douro e dos seus principais afluentes da margem esquerda. Esta região exibe uma compartimentação em blocos NNE-SSW,

consequência do predomínio das numerosas falhas com a mesma orientação, embora também ocorram falhas de orientação WSW-ENE e WNW-ESE, estas últimas mais antigas. Entre esses acidentes frágeis referem-se como mais importantes as falhas de Estevais - Barca de Alva, Barril, Vilariça, Murça, Horta de Numão-Amozelo, Custóias e Seixo de Ansiãos (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991) (Figura 8).

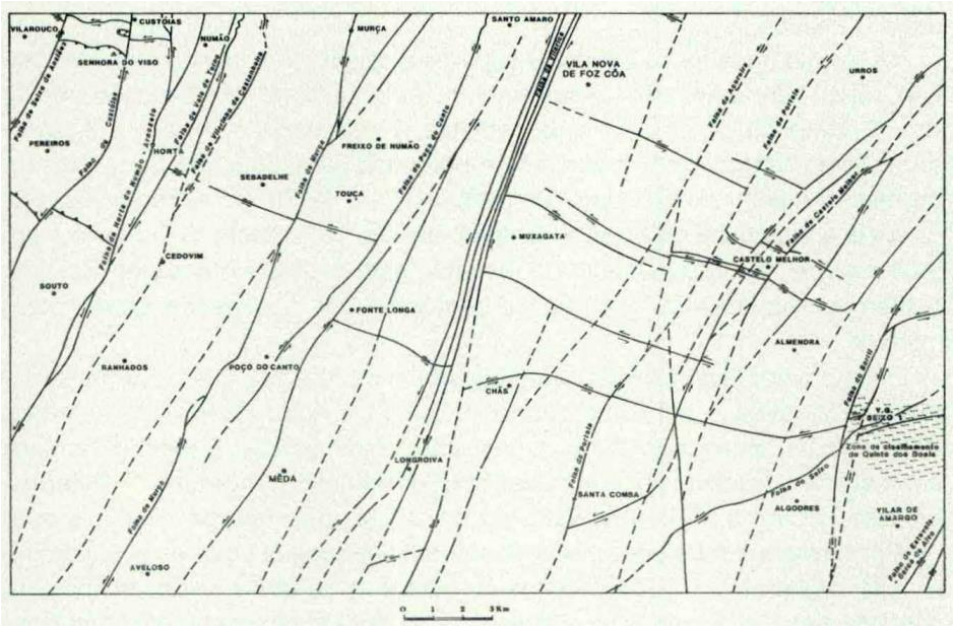


Figura 8 - Tectónica frágil na Região de Vila Nova de Foz Côa (retirado da Notícia Explicativa da Carta Geológica 15-A, LNEG).

Do mesmo modo que a contígua região de Torre de Moncorvo, Vila Nova de Foz Côa encontra-se essencialmente compartimentada em dois grandes blocos, separados pela grande falha da Vilariça (Silva et al., 1989 *in* Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991), falha esta que será descrita posteriormente. Esta, corresponde a um desligamento esquerdo, com cerca de 5,5km de rejeito. Trata-se de um acidente complexo, onde existe fracturação paralela numa faixa de 0,5 a 1 km de largura, com desnivelamento dos blocos extremos e abatimento do bloco central - "graben" de Longroiva (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991).

Na área em estudo, as altitudes vão diminuindo de sul para norte o que sugere a existência de um basculamento para norte. As maiores altitudes encontram-se na Serra da Marofa com 937m e na zona mais oeste na região de Ranhados onde os valores altimétricos andam na mesma ordem de grandeza. As altitudes mais baixas encontram-se junto do rio Douro, principal linha de água da região, diminuindo de leste para ocidente, assim temos valores de 130 metros em Barca de Alva, para no limite oeste, perto da localidade de Arnozelo, a altitude ser de 110 metros (de referir que estes

valores de altitude foram alterados com a construção das barragens no rio Douro, nas cartas 1/25.000 de 1956 na área de Arnozelo as altitudes variavam por entre os 70 e 80 metros). Na área central as altitudes a sul situam-se entre as 400 e 500 metros para a norte nas proximidades de Vila Nova de Foz Côa as altitudes variam entre os 100 e os 200 metros (Pego, 2014).

3.4. Enquadramento Tectónico

Estudos recentes de cartografia estrutural realizados nas formações do Grupo do Douro dos sectores de Peso da Régua e de Vila Nova de Foz Côa permitiram evidenciar um estilo de deformação que, embora heterogénea, apresenta algumas características gerais que se repetem à escala regional (Moreira N., et al., 2010).

Moreira N. et al., 2010, refere que a região de Vila Nova de Foz Côa foi objeto de uma série de estudos nos últimos anos, quer de índole litostratigráfica (e.g., Sousa, 1979, 1981), quer estrutural (Búrcio, 2004; Búrcio et al., 2006). Tal como na região de Peso da Régua, o padrão estrutural apresentado resulta essencialmente da atuação de uma única fase de deformação (a D1) situação que é comum à generalidade do Autóctone da Zona Centro-Ibérica (e.g., Ribeiro et al., 1990; Dias et al., 2006 *in* Moreira N., et al., 2010) (Figura 9).

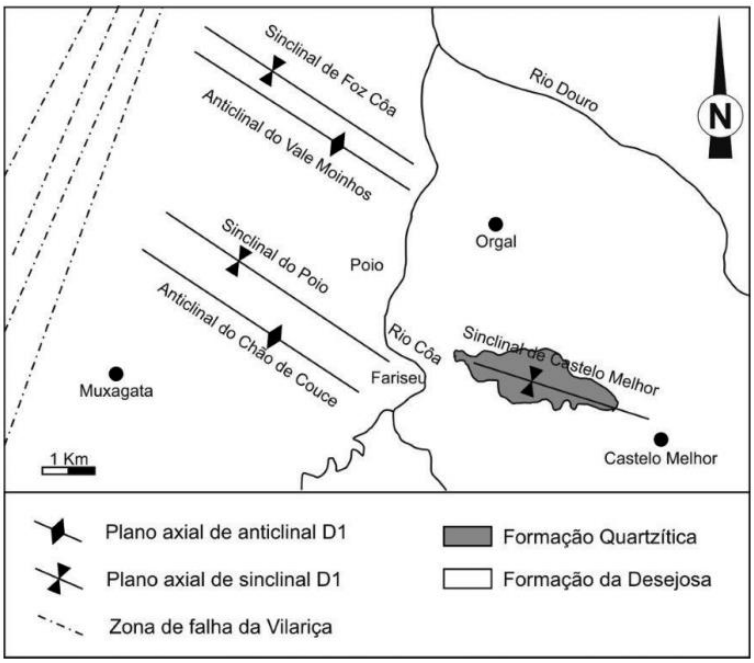


Figura 9 - Esboço estrutural simplificado do Sector de Vila Nova de Foz Côa (adaptado de Búrcio, 2004 in Moreira et al., 2010).

Do estudo realizado por Moreira et al., 2010, onde foi feita uma análise geométrica das principais estruturas associadas à 1ª fase de deformação observadas no setor de Vila Nova de Foz Côa, destacam-se as seguintes informações:

- **Estratificação (S_0)**: O setor em causa é caracterizado pela presença de dobramento de primeira ordem com planos axiais de direção WNW-ESE, subverticais e eixos mergulhando predominantemente para ESE;
- **Clivagem (S_1)**: Em toda a área existe o desenvolvimento de uma clivagem contemporânea da génese das dobras (S1), a qual apresenta uma atitude média bastante constante e muito inclinada (N54ºW, 83º NE); esta situação evidencia a inexistência de vergência acentuada nos dobramentos variscos do sector de Vila Nova de Foz Côa;
- **Lineação de Interseção (L_1)**: Na região de Vila Nova de Foz Côa a lineação de intersecção L1 apresenta uma baixa dispersão em torno de 9º, S52ºE. O paralelismo entre esta lineação e a atitude geral dos eixos das dobras aqui existentes (8º, S56ºE) mostra a inexistência de transecção nos dobramentos variscos na área em causa;
- **Lineação de estiramento (X_1)**: Nesta área constata-se um desenvolvimento mais generalizado das lineações de estiramento associadas à primeira fase de deformação Varisca (D1); estas apresentam-se pouco inclinadas, com uma atitude geral a rondar 5º, S51ºE, sendo subparalelas à lineação de intersecção L1. Este estiramento faz-se por isso segundo o eixo das dobras da primeira fase D1 situação, que como já foi referida, é comum nos sectores mais setentrionais do Autóctone da Zona Centro-Ibérica (Ribeiro et al., 1990; Dias, 1994; Dias, Ribeiro, 1994; Dias et al., 2006 *in* Moreira N. et al., 2010).

Foi nesta região que pela primeira vez se estabeleceu a existência de carreamentos de idade sarda que duplicaram as séries estratigráficas mais antigas do Complexo Xisto-Grauváquico. O dobramento que acompanhou o carreamento, não apresenta clivagem associada e as figuras presentes nas formações litológicas indicam que teve lugar durante a sedimentação da Formação de Desejosa. O plano de carreamento destes acidentes comportou-se como um plano de estratificação, não registando "fabric" tectónico. A direção e o sentido do movimento foram inferidos como sendo E-W, no sentido de Este para Oeste e interpretados como decorrentes de carreamento por gravidade (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991).

Posteriormente a estes eventos a região foi afetada pelas três fases de deformação hercínica reconhecidas em grande parte do território peninsular. A 1ª fase é responsável

pelas principais estruturas observadas. Produziu dobramento poliarmónico de planos axiais verticais de direção WNW-ESE e 24 eixos sub-horizontais. A 1ª clivagem associada a estas dobras (S1) é de plano axial. Nas regiões menos metamórficas expressa-se como uma clivagem pouco marcada "Siaty Cleavage", mas nas regiões mais metamórficas passa a uma verdadeira xistosidade. Nestes domínios, S1 torna-se menos inclinada e ocorre afetada por dobras de 2ª Fase, vergentes para NE, com clivagem de crenulação associada. A 3ª Fase hercínica produziu dobramentos com planos rodais verticais, eixos sub-horizontais e a mesma direção dos da 1ª Fase (WNW-ESE). A clivagem associada a este dobramento corresponde a crenulação e afetou os granitos mais antigos. Existem ainda zonas de cisalhamento dúcteis (de direção WNW-ESE) e semi-frágeis (de direção WSW-ENE), sinistrógiras que foram consideradas como relacionadas com a 1ª e 3ª Fases, respetivamente. A fracturação NNE-SSW (correspondente a importantes desligamentos esquerdos) está relacionada com os últimos movimentos relacionados com o campo de tensões hercínica (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991).

3.4.1. Falha Manteigas-Vilariça-Bragança

A falha de Manteigas-Vilariça-Bragança é uma das grandes estruturas tectónicas do NE de Portugal. Corresponde a uma falha de desligamento esquerdo, com uma direção NNE-SSW e comprimento aproximado de 220 km que afeta o soco Varisco. O estudo geomorfológico evidencia vários indicadores de atividade quaternária nesta falha que corroboram a cinemática de desligamento esquerdo: escarpas de falha bem definidas e retilíneas, estruturas compressivas, deflecção esquerda do rio Douro e de drenagens menores quando cruzam a falha, drenagens sem cabeceira, rejeição de terraços fluviais, alinhamentos de formas com morfologia em sela, facetas triangulares e vales lineares (Cabral, 1995; Rockwell et al., 2009 *in* Perea H. et al., 2010). Estes indicadores permitiram estimar uma taxa de desligamento para o Quaternário entre 0.2 e 0.5 mm/ano (Perea H. et al., 2010).

Araújo A. et al., 2019, indica que a falha da Vilariça marca a transição entre paisagens planálticas onde a movimentação topográfica se concentra ao longo dos grandes alinhamentos tectónicos, para uma outra área onde se inicia o imenso aplanamento da Meseta e onde apenas o encaixe do Douro e de alguns dos seus afluentes entalha a superfície. Verificamos que há uma série de degraus entre a superfície da Meseta e os retalhos aplanados que se situam na sua proximidade. Efetivamente, a análise do terreno parece demonstrar que a superfície da Meseta foi deformada, originando uma

série de patamares situados a cotas variáveis. Poderá ser esse o caso do planalto de Vila Nova de Foz Côa em que a superfície geral da Meseta parece abatida perto da passagem da falha da Vilariça, atingindo altitudes médias à volta dos 400 m (Figura 10).

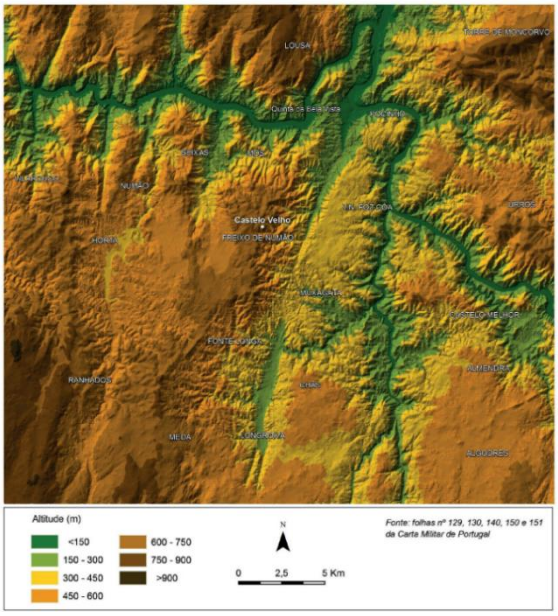


Figura 10 - Hipsometria da área enquadrante de Vila Nova de Foz Côa (Araújo A. et al., 2019).

Muitas fraturas tardi-variscas, geralmente com a direção NNE-SSW, atravessam o rio Douro (Figura 11). Este parece não se adaptar às orientações da rede de fracturação, a não ser em alguns casos pontuais, tal como o notável traçado que se verifica na área do Pocinho: junto da falha principal o Douro 'conforma-se' à falha, sendo nitidamente controlado pela tectónica, acrescenta ainda Araújo A. et al., 2019.

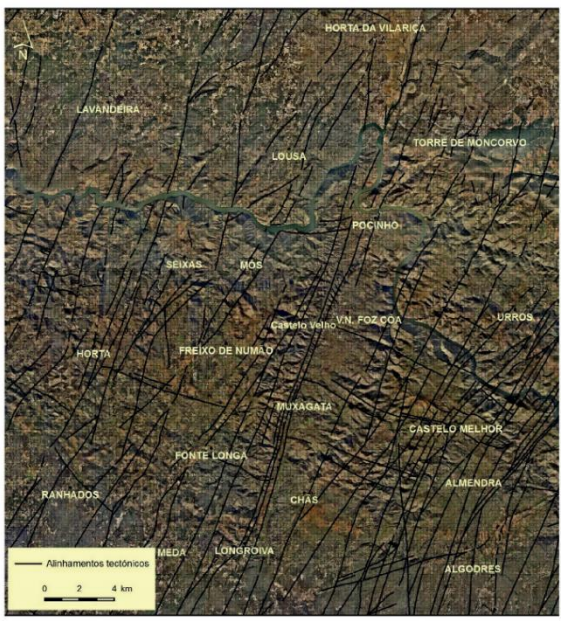


Figura 11 - Traçado do Douro na área estudada, com destaque para a falha da Vilariça e a respetiva depressão tectónica, evidenciada pelo traçado rigidamente alinhado da Ribeira do vale da Vila e a bacia da Longroiva, no limite sul da imagem (Araújo et al., 2019).

Cabral J., 1995 nas Memórias do Instituto Geológico e Mineiro, nº31 referentes à Neotectónica em Portugal Continental, menciona que os estudos realizados sobre a atividade neotectónica na falha Manteigas-Vilariça-Bragança indicam, pois, que o acidente foi reativado após a sedimentação dos depósitos de tipo rãna no nordeste do território, há cerca de 2.5-2 M.a., prolongando-se os movimentos pelo Quaternário, até à atualidade, como evidencia a atividade sísmica associada à zona de falha na região da bacia da Vilariça. Os movimentos neotectónicos produziram um desnivelamento vertical de 150 a 200 m na morfologia planáltica da beira transmontana, incrementando consideravelmente o comando da escarpa de falha que constitui o "rebordo ocidental da Meseta". O único elemento geomorfológico capaz de refletir deslocações horizontais no acidente tectónico Manteigas-Vilariça-Bragança, a uma escala regional, é o curso do rio Douro (Figura 12), que interseta esta falha junto à extremidade meridional da depressão da Vilariça (Cabral, 1985, pp. 71-73; Cabral, 1989, pp. 298-299 *in* Cabral J., 1995). Com efeito, o traçado do rio parece afetado por movimentos na falha, sofrendo um desvio brusco e acentuado para norte, possivelmente como consequência do afundamento progressivo do fosso da Vilariça (ou resultando apenas de captura a partir do troço vestibular de um paleo-rio Sabor, localizado a norte), retornando novamente para sul e readquirindo depois a direção de escorrência anterior, aproximadamente E-W, mas aparentemente desviado para sul cerca de 1km.

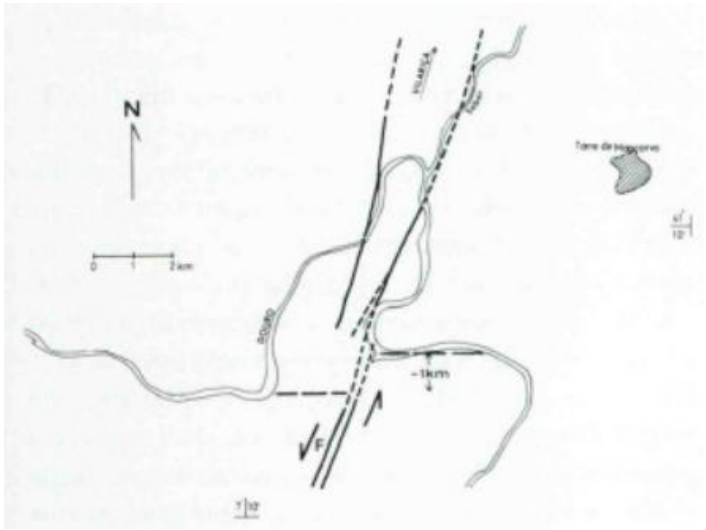


Figura 12 - Possível deflexão do percurso do rio Douro pela Zona de falha Manteigas-Vilariça-Bragança (F) na área do Pocinho, a sul da Bacia tectónica da Vilariça (retirado de Cabral, 1989, fig.13, p. 298 in Cabral J., 1995 - Memórias do Instituto Geológico e Mineiro, nº31

3.5. Enquadramento Hidrogeológico

A rede hidrográfica da região estudada pertence exclusivamente à baixa do rio Douro (Figura 13). O rio Douro progride de sudeste para noroeste, encaixado em xistos no

extremo nordeste da região de Vila Nova de Foz Côa. O rio Côa e a ribeira de Teja estão encaixados em zonas de fratura norte-sul. Porém, o rio Torto e a ribeira de Aguiar que, nas rochas graníticas, seguem idêntica direção norte-sul, ao iniciarem o seu percurso nos metassedimentos, reorientam-se para noroeste. Ambas as drenagens, bem encaixadas nos metassedimentos, apresentam um traçado sinuoso em meandros, embora seguindo a orientação geral de estruturas planares, tais como estratificação e xistosidade (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991).

A maior parte dos rios e linhas de água principais tem os seus percursos condicionados com zonas de fraturas de orientação predominante N-S, podendo também orientarem-se segundo o sentido sudeste-noroeste. A drenagem superficial está condicionada pelo relevo acentuado da região com altitude média geralmente elevada e pela orientação da fracturação (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991).

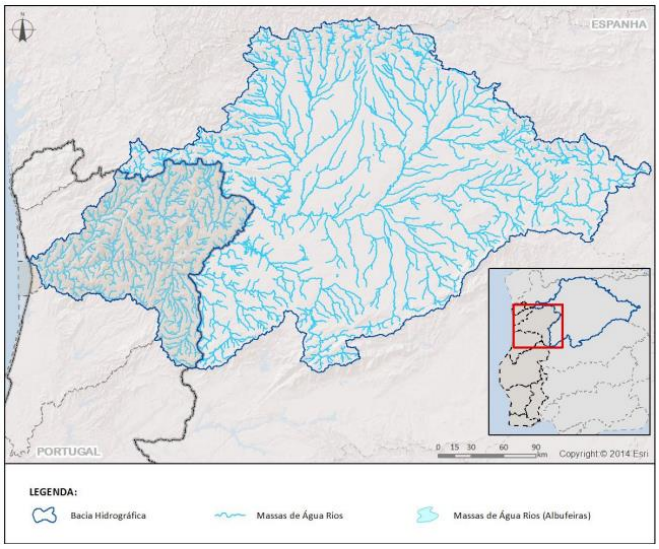


Figura 13 - Delimitação geográfica da Região Hidrográfica do Douro (retirado do Plano de Gestão de Região Hidrográfica, 2016).

Os sistemas aquíferos existentes na região, são do tipo fissural e dependem da fracturação das rochas aflorantes que deram origem a solos delgados e ou mesmo ausentes, devido à forte degradação em consequência dos declives elevados, das variações pluviométricas e do estado de cobertura vegetal (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991).

Os afloramentos regionais deram origem a redes aquíferas descontínuas, decrescentes em densidade e aberturas com a profundidade. Todo o sistema de fracturação e alteração das rochas, devido à meteorização, aliada às condições topográficas e geomorfológicas, condicionam as zonas de descarga e recarga dos aquíferos da região (Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991).

4. Trabalhos realizados

Neste capítulo descrevem-se os trabalhos realizados, os seus objetivos e limitações e apresentam-se os resultados obtidos. O trabalho iniciou-se por uma detalhada pesquisa bibliográfica, que antecedeu o trabalho de campo e se estendeu até à interpretação e análise dos resultados obtidos.

Para este trabalho, desde a parte de gabinete até à fase de obra, foram executadas as seguintes metodologias:

- Recolha e pesquisa de informação bibliográfica para enriquecimento deste relatório e para conhecimento da geologia regional aquando das visitas ao terreno;
- Reconhecimento geológico de superfície para recolha de elementos cartográficos, com especial incidência na caracterização da fraturação do maciço;
- Campanha de prospeção: execução de sondagens e poços de reconhecimento, assim como ensaios *in situ* (ensaios com o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro e Ensaios Carga em Placa), com acompanhamento de alguns trabalhos (anexo 10);
- Ensaios laboratoriais em solos e rocha previstos no projeto, assim como o acrescento do ensaio Point-Load para a obtenção de mais dados para comparação e caracterização do maciço e a elaboração e análise de lâminas delgadas, com o objetivo de correlacionar as suas características com as do maciço, permitindo obter comparações geológicas e geomecânicas que justifiquem os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e, da mesma forma, permitindo descrever concretamente a unidade litológica em estudo, observada nas sondagens geotécnicas.

Seguidamente serão descritas as metodologias enumeradas acima, juntamente com os respetivos resultados.

Inicialmente, e de modo a obter informações relevantes antes da deslocação ao terreno, foi feita uma pesquisa bibliográfica, para reter informações que ajudassem na compreensão da geologia da zona. Deste modo, foram analisadas as Cartas Geológicas das folhas 15-A, 15-B e 11-C, as notícias explicativas das mesmas cartas, assim como teses de mestrado e doutoramento, artigos científicos e outros estudos feitos na zona, que permitiram desenvolver os enquadramentos apresentados acima, assim como a recolha de informações sobre as técnicas e metodologias utilizadas neste estudo e

dados que servirão de termo de comparação com os resultados obtidos em cada técnica utilizada.

Destes, destacam-se os trabalhos de Pinto de Meireles, 2011 e N. Moreira et al., 2010, pela vasta informação que fornecem sobre o setor em estudo, e também os trabalhos de González de Vallejo, 2002 e Matos Fernandes, 1994 e 2011 que facultaram várias informações sobre os métodos e ensaios usados, permitindo a compressão e comparação de dados, assim como as normas e descrições aplicadas neste estudo, de como é exemplo a descrição ISRM (1977, 1980), e todas as normas seguidas nos ensaios laboratoriais (apresentadas nos respetivos subcapítulos).

4.1. Caracterização dos taludes de escavação

A linha férrea insere-se na encosta sul do rio Douro, apresentando um traçado longitudinal com inclinação reduzida. Esta configuração geométrica origina a necessidade de sucessivas escavações, intercaladas com zonas de cota inferior que são vencidas através de viadutos ou aterros, frequentemente suportados por muros de alvenaria.

No âmbito do presente estágio, foi realizado um reconhecimento de superfície ao longo da linha férrea desativada, permitindo a observação direta do maciço rochoso aflorante nos taludes de escavação existentes. Com o objetivo de caracterizar geotécnica e estruturalmente os taludes, foram selecionados dois setores representativos para analise detalhada, tendo sido posteriormente avaliada a sua estabilidade através de análises cinemáticas.

A escolha de apenas dois taludes para estudo aprofundado deveu-se à extensa dimensão da linha férrea e ao elevado número de taludes ao longo do seu percurso. Esta limitação foi igualmente justificada pela relativa homogeneidade das características geológicas regionais, predominantemente constituídas por maciços xistentos, e pela complexidade e morosidade associadas à recolha de informação geológica e cartográfica em múltiplos locais. Este levantamento tem como objetivo uma melhor compreensão do contexto geológico local e a obtenção de dados fundamentais para a caracterização dos taludes selecionados, assegurando um enfoque mais preciso e aprofundado nos locais de estudo.

Os taludes de escavação estudados localizam-se entre o pK 179+833 e 179+903 (aproximadamente) no caso do Talude 1, contando com, aproximadamente 70m de comprimento, uma altura de 20m, a inclinar 87^0 para NE. O Talude 2 situa-se entre o pK

192+410 a 192+495 (pK aproximados), com aproximadamente 85m de comprimento e 25m de altura, a inclinar 85^0 para NE.

A recolha de campo (anexo 1 e 2) reúne um conjunto de parâmetros que refletem as condições geológicas e geotécnicas gerais que melhor representam e caracterizam os taludes em estudo. Estes parâmetros são descritos nas duas fichas de talude criadas (anexo 8), onde se apresenta uma descrição geral de cada talude, com as dimensões e atitudes, descrevem-se os materiais existentes e a sua respetiva alteração, fraturação e resistência, são apresentadas informações sobre a vegetação, humidade e drenagem, assim como eventuais escorregamentos visíveis no talude, a existência ou não de elementos de estabilização/ reforço e a descrição das principais descontinuidades. Para além do enumerado, as fichas de talude incluem também fotografias do aspeto geral dos taludes assim como aspetos mais minuciosos, um esboço geológico, tendo em conta o observado em campo, e a respetiva projeção estereográfica, que é apresentada e descrita mais à frente.

A Figura 14 mostra um exemplo de ficha de talude criada no âmbito deste estágio, de acordo com as informações retiradas em campo e já descritas acima. O anexo 8 apresenta estas fichas.

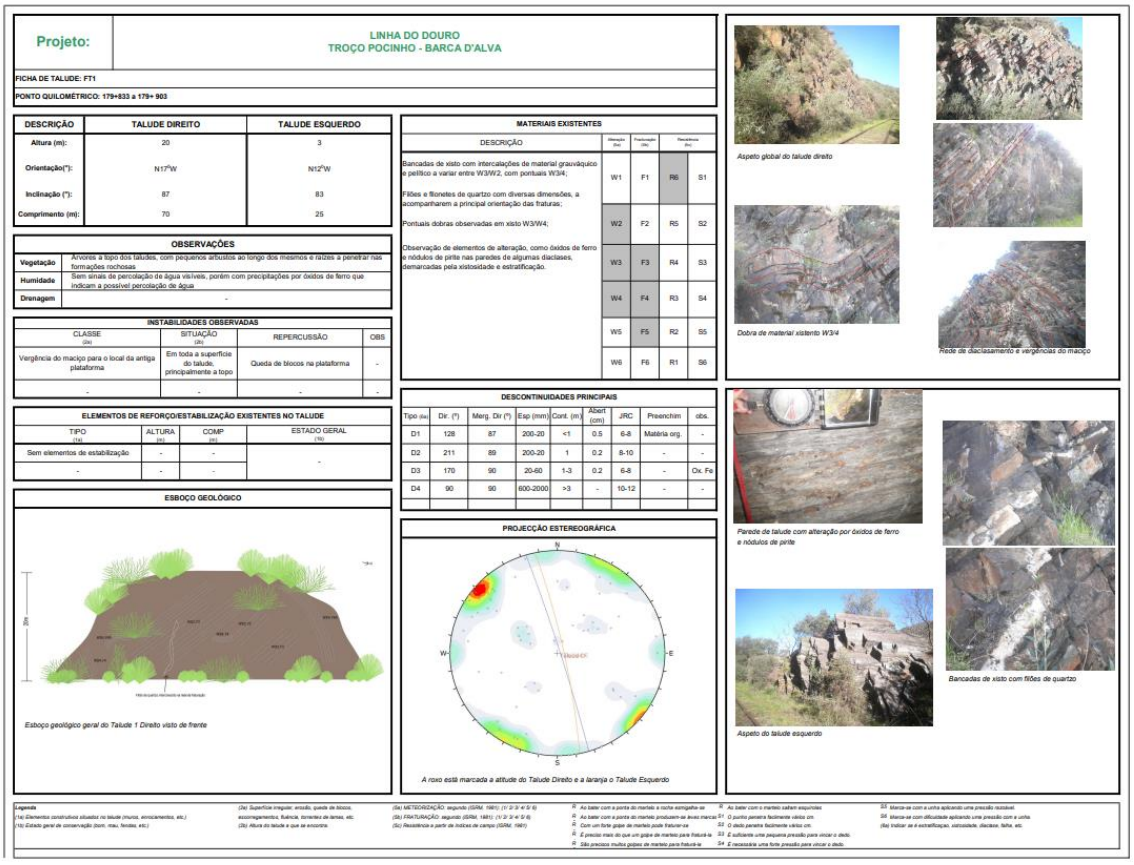


Figura 14 - Exemplo de Ficha de talude criada.

A localização dos taludes em estudo encontra-se sinalizada na figura seguinte. O aspeto geral de cada talude está representado nas Figuras 18 e 20.



Figura 15 - Localização dos taludes em estudo (Google Earth).

Descrição do maciço rochoso de acordo com as recomendações ISRM

Na descrição do maciço rochoso seguiram-se as recomendações da Associação Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1977 e 1980). Esta descrição conta com parâmetros tabelados dos aspetos geológicos, que em conjunto caracterizam o maciço. Esta caracterização tanto é valida para a caracterização dos taludes, tanto como para as descrições das sondagens, a ser tratado mais à frente. A caracterização do maciço e das suas descontinuidades pondera os seguintes parâmetros:

- **Grau de alteração**

A alteração do maciço é dada pela forma em que o mesmo se apresenta aquando da sua análise em campo, ou numa análise de um maciço recuperado de uma sondagem. Deste modo, se o maciço não mostrar nenhuns ou poucos sinais de alteração, ele pode

ser considerado como são, e utiliza-se a simbologia W1 para o classificar. Por outro lado, se o maciço se apresentar desagregado, com um comportamento similar ao de um solo, este é classificado como um maciço decomposto, ou W5. Na tabela seguinte (Tabela 1) apresentam-se os diferentes graus de alteração que se devem considerar na classificação de um maciço.

Tabela 1 - Graus de alteração do maciço (adaptado de ISRM, 1980).

Termo	Simbologia	Descrição
São	W1	Não ocorrem sinais visíveis de meteorização. Apenas uma ligeira descoloração ao longo das maiores descontinuidades
Pouco alterado	W2	Maciço levemente descolorado. Oxidação ao longo das descontinuidades. Maciço ligeiramente enfraquecido
Medianamente alterado	W3	Maciço consideravelmente enfraquecido, totalmente descolorado. Menos de 35% da rocha encontra-se decomposta ou desintegrada.
Muito alterado	W4	Mais de 35% da rocha encontra-se desintegrada ou decomposta. O material apresenta baixa resistência mecânica. Não se desagrega quando imerso em água
Decomposto	W5	Todo o material da rocha está decomposto ou desintegrado para solo. O maciço desagrega-se quando imerso em água. Mantêm a estrutura da rocha original

- **Grau de fraturação**

A fraturação é indicada pela distância entre cada fratura/ diáclase que o maciço apresente. Para um maciço muito fraturado, a distância entre as fraturas é muito reduzida; para um maciço de melhor qualidade e menos fraturado, a distância entre fraturas é elevada, possibilitando a recolha de tarolos de maiores dimensões, no caso das sondagens, ou identificação de blocos rochosos com um grande espaçamento entre fraturas, no caso da análise de um talude. Na Tabela 2 é apresentada a simbologia deste parâmetro, associada a cada intervalo de fraturação e a respetiva descrição.

Tabela 2 - Intervalos de fraturação (adaptado de ISRM, 1980).

Espaçamento (cm)	Simbologia	Descrição
>200	F1	Muito aberta
60-200	F2	Aberta
20-60	F3	Moderadamente fechada
6-20	F4	Fechada
<6	F5	Muito fechada

- **Resistência do maciço**

A resistência é um índice de campo que é avaliado pela maior ou menor rigidez/ dureza do material. Ela é estimada ao toque e pode ser correlacionada com a resistência à compressão simples (ISRM, 1980) (González de Vallejo, 2002) (Tabela 3).

Tabela 3 - Estimação aproximada e classificação da resistência da compressão simples de solos e rochas a partir de índices de campo (adaptado de ISRM, 1977 in R. Ulusay & J.A. Hudson, 2007).

Tipo de material		Descrição	Identificação de campo	Resistência à Compressão simples (MPa)
SOLOS	S1	Muito brando	O punho penetra facilmente vários centimetros	<0,025
	S2	Brando	O dedo penetra facilmente vários centimetros	0,025-0,05
	S3	Firme	Necessita-se de uma leve pressão para marcar o dedo	0,05-0,1
	S4	Rígido	Necessita-se de uma forte pressão para marcar o dedo	0,1-0,25
	S5	Muito rígido	Com alguma pressão pode marcar-se a unha	0,25-0,5
	S6	Duro	Marca-se com dificuldade a unha	>0,5
ROCHAS	R0	Extremamente branda	Marca-se a unha	0,25-1,0
	R1	Muito branda	A rocha desmorona-se ao ser golpeada com a ponta do martelo. Talha-se facilmente com a navalha	1,0-5,0
	R2	Branda	Talha-se com dificuldade com a navalha. Ao golpear com a ponta	5,0-25

			do martelo produzem-se pequenas marcas	
	R3	Moderadamente branda	Não se talha com a navalha. Fratura-se com o golpe do martelo	25-50
	R4	Dura	É necessário mais do que um golpe de martelo para fraturar a rocha	50-100
	R5	Muito dura	São necessários vários golpes de martelo para fraturar a rocha	100-250
	R6	Extremamente dura	Ao golpear com o martelo apenas saltam farpas	>250

- **Continuidade das descontinuidades**

A continuidade é a extensão do plano de descontinuidade. Define em grande parte se a matriz rochosa vai estar involucrada ou não nos processos de rotura do maciço rochoso, e em que grau condiciona os parâmetros resistentes globais do mesmo (González de Vallejo, 2002). A Tabela 4 mostra os patamares considerados para a caracterização da continuidade.

Tabela 4 - Continuidade de uma descontinuidade (adaptado de ISRM, 1980).

Continuidade	Comprimento (m)
Muito pequena	<1
Pequena	1-3
Média	3-10
Elevada	10-20
Muito elevada	>20

- **Abertura das descontinuidades**

A abertura é a distância perpendicular que separa as paredes da descontinuidade quando não existe preenchimento nem relevo. Este parâmetro pode sofrer grande variação em diferentes zonas do maciço rochoso: partes em que a superfície da abertura pode ser elevada, ao aumentar a profundidade esta reduz, podendo chegar a fechar-se. A influência da abertura na resistência ao corte é importante nas descontinuidades muito fechadas, ao modificar as tensões efetivas que atuam sobre as paredes (González de Vallejo, 2002).

As descontinuidades podem ser consideradas fechadas, abertas ou muito abertas de acordo com os dados da Tabela 5.

Tabela 5 - Intervalos de abertura das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1980).

Abertura	**Descrição**	
<0,1mm	Muito próximas	Fechadas
0,1-0,25mm	Próximas	
0,25-0,5mm	Parcialmente abertas	
0,5-2,5mm	Abertas	Abertas
2,5 a 10mm	Moderadamente abertas	
>10mm	Abertas	
1-10cm	Muito abertas	Muito abertas
10-100cm	Extremamente abertas	
>100cm	Cavernosas	

- **Rugosidade**

A rugosidade de um plano de descontinuidade condiciona a sua resistência ao corte. Quando maior a rugosidade, maior a resistência. A presença de irregularidades dificulta o movimento durante os processos de desprendimento tangencial por corte a favor das descontinuidades. A ondulação e as rugosidades nos planos podem controlar as possíveis direções de desprendimento, e definem a resistência ao corte para as distintas direções: a resistência pode ser muito variável segundo a direção de movimento coincidente com as rugosidades, ou seja, transversal a ela (González de Vallejo, 2002) (Tabela 6).

Portanto, a rugosidade nas paredes de uma descontinuidade acrescenta resistência ao corte às mesmas, parâmetro que vai entrar nas análises cinemáticas, influenciando e determinando, naturalmente, o ângulo de atrito.

Tabela 6 – Rugosidade de uma descontinuidade (adaptado de ISRM, 1977).

Classe	**Descrição**
I	Áspero (ou irregular), escalonado
II	Suave, escalonado
III	Laterais lisas, escalonado
IV	Áspero (ou irregular), ondulado
V	Suave, ondulado
VI	Laterais lisas, ondulado
VII	Áspero (irregular), plano
VIII	Suave, plano
X	Laterais lisas, plano

A classificação da rugosidade que foi tida em conta no trabalho de campo elaborado foi a JRC, indicada na figura seguinte (Figura 16).

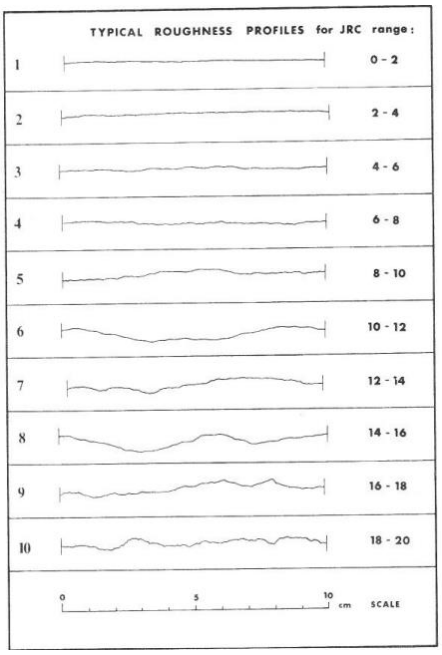


Figura 16 – Perfis de rugosidade com o intervalo de JRC e valores associados (Barton, Choubey, 1977).

A descrição da rugosidade será limitada aos termos descritivos que deverão ser baseados em duas escalas de observação: pequena escala (alguns centímetros) e a intermédia escala (alguns metros). A escala intermédia de rugosidade é dividida em três graus: escalonada/ endentada, ondulada e planar; e a pequena escala de rugosidade é dividida em rugosa, lisa e estriada. Os perfis típicos de rugosidade são ilustrados na Figura 17 (ISRM, 1977 *in* Ulusay, R., Hudson, J.A., 2007).

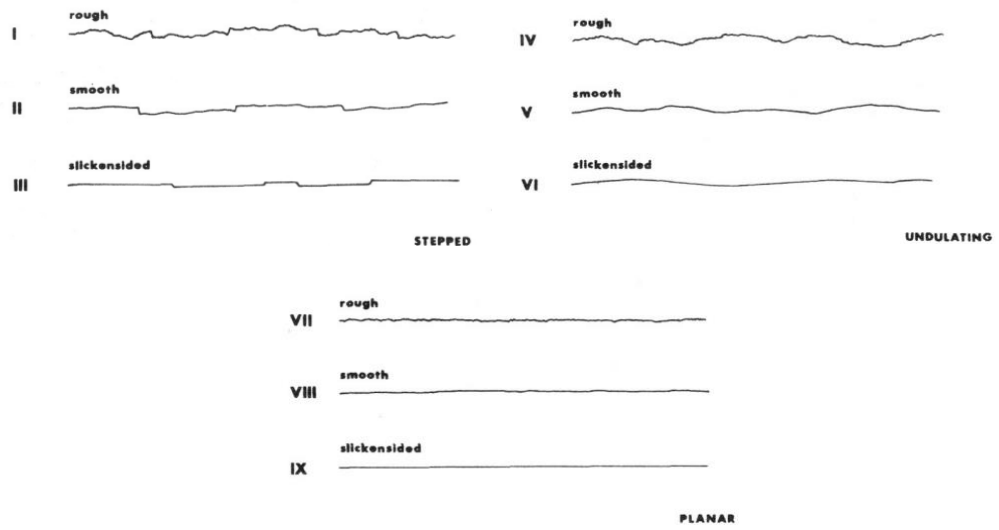


Figura 17 – Perfis de rugosidade típicos e nomenclatura sugerida (O comprimento de cada perfil varia de 1 a 10 metros. As escalas vertical e horizontal são iguais) (ISRM, 1977 in Ulusay, R., Hudson, J.A., 2007).

A maior razão de se descrever a rugosidade das paredes das descontinuidades é para facilitar a estimação do valor do ângulo de atrito, em particular no caso das descontinuidades não preenchidas, onde estimar este ângulo tem de ser bastante preciso (ISRM, 1977 *in* Ulusay, R., Hudson, J.A., 2007).

Descrição geológica geral dos taludes

Talude 1 (T1)

Geologicamente, o talude 1 (Figura 18) é constituído por bancadas de xisto W3/2, com locais onde o xisto pode ter um grau de alteração W3/W4. O talude em questão apresenta-se compartimentado em bancadas centimétricas de maciço xistento de material com alternâncias grauváquicas e pelíticas, com alterações por óxidos de ferro e nódulos de pirite pontualmente visíveis nas paredes deste talude. Existem também filões de quartzo, centimétricos a métricos, que se destacam aquando da análise do talude, pela sua cor característica, branco leitoso, assim como pelas suas dimensões. Estes filões apresentam-se a acompanhar a compartimentação geral do talude, ou, raras vezes, a cortar essa direção principal.

Este local está dividido em Talude 1 direito, sendo este o de maiores dimensões, e em Talude 1 esquerdo, com menores dimensões, estando este do lado do rio.

A rede de diáclases é bem percetível e marcada, com direções preferenciais de $N30^0$ e $N310^0$ com uma inclinação, em geral, a rondar os 80/85 a 90^0. Em geral, as diáclases apresentam-se fechadas ou pouco abertas (2-5mm) (com algumas exceções a apresentarem-se muito abertas), e, quando presente, o material de preenchimento é matéria orgânica ou material rochoso cataclasado alterado. À data da recolha de campo, não se verificaram nenhuns sinais de humidade ou percolação de água no maciço.

Denota-se uma vergência do material para o local da antiga plataforma, evidenciando um possível topppling, a ser confirmado de acordo com as análises cinemáticas trabalhadas no programa DIPS. A atitude média das descontinuidades, e as restantes características acima descritas e apresentadas nas fichas de talude, deverão resultar na análise estatística e na projeção estereográfica.



Figura 18 – Talude 1.

4.1.1. Projeção estereográfica e características das descontinuidades do Talude 1

O talude 1, como já descrito, apresenta-se compartimentado numa rede de diáclases em que se distinguem 4 famílias de diáclases, visíveis quer na projeção estereográfica da Figura 19, assim como indicadas na Tabela 7, com as principais características destas famílias.

A fraturação geral deste talude encontra-se entre F3 e F5, sendo as mesmas descritas como moderadamente afastadas a muito próximas, dependendo do local em concreto do talude; a continuidade é essencialmente inferior a 1m e de 1 a 3m, sendo classificada como muito pequena a pequena, existindo ainda pontuais descontinuidades a demarcar uma continuidade média (3 a 10m). Quando existente, a abertura predomina em 0.25-0.5mm, estando parcialmente abertas, com pontuais locais onde as descontinuidades se encontram abertas (>10mm). A resistência enquadra-se numa resistência R6, sendo extremamente dura, na maioria dos locais do talude. Visivelmente o talude não apresentava sinais de percolação de água, porém nas paredes das diáclases observa-

se precipitações de óxidos de ferro, indicando a possível presença de água nestes locais.

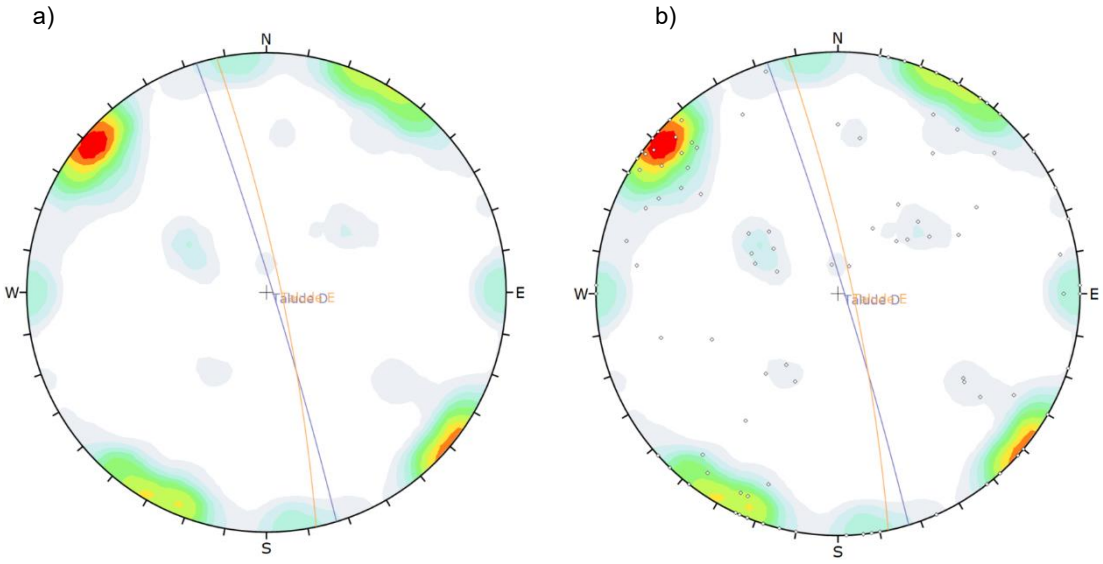


Figura 19 – Projeção estereográfica do Talude 1 direito (a roxo) e esquerdo (a laranja) (a), com os polos representados (b).

Tabela 7 – Resumo das principais famílias de diaclases do Talude 1.

D	Atitude média	Continuidade (m)	Abertura (mm)	Afastamento (F)	Resistência (R)
D1	$N128^0$; 87^0NE	≤1	5	F4/3	6
D2	$N211^0$; 89^0SE	≤1	2	F4/3	6
D3	$N170^0$; 90^0E	1-3	2	F4/5	6
D4	$N90^0$; 90^0	>3	--	F2	6

Nota: A atitude média representada está segundo a forma Dip Direction; Dip.

Analisando a projeção estereográfica denota-se as direções principais de NNE-SSW e WNW-ESSE, direções que são referidas ao longo dos enquadramentos geológicos e tectónicos deste relatório. De acordo com os dados obtidos na bibliografia, apresentados nos enquadramentos geológicos e tectónicos/estrutural, é do nosso conhecimento que a zona de Vila Nova de Foz Côa contém essencialmente a atuação da fase D1 da orogenia varisca, sendo esta a generalidade do autóctone da Zona Centro-Ibérica, tal como referido por Moreira N. et al., 2010.

A rede de fraturação apresenta, em geral, uma direção NNE-SSW, como referem Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991, correspondente a importantes

desligamentos esquerdos, estando relacionada com os últimos movimentos relacionados com o campo de tensões hercínica. Esta direção é a mesma que a direção da falha Manteigas-Vilariça-Bragança, segundo Perea H. et al., 2010, sendo que deste modo se pode relacionar a rede de fraturação existente e bem demarcada à atividade desta falha.

Araújo A. et al., 2019 no seu estudo refere que as fraturas tardi-variscas, de direção NNE-SSW (como referido por Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991) atravessam o rio Douro, sendo que esta não se adapta à rede de fraturação, apenas em casos pontuais, o que é comprovado pelos dados recolhidos em campo.

A ficha de talude elaborada para o Talude 1, com as características geológicas retiradas de campo, respetivo esboço geológico e projeção estereográfica encontra-se em anexo.

Talude 2 (T2)

O talude 2 (Figura 20) encontra-se também subdividido em Talude 2 direito e Talude 2 esquerdo (lado do rio), sendo que o maciço observado é ligeiramente diferente quando comparado ao do talude 1. Neste local, o maciço apresenta uma cor mais acinzentada, enquanto que, no local do talude 2 o maciço mostrava-se acastanhado. O aspeto macroscópico deste material evidencia uma natureza ligeiramente mais pelítica (Figura 20).

Aqui a rede de fraturação é bem demarcada, havendo uma compartimentação mais espaçada e verticalizada, comparativamente ao primeiro talude. As direções preferenciais da rede de diáclases regem-se pelas orientações referidas nos enquadramentos e são da ordem dos $N25/30^0$ e $N295/300^0$, com uma inclinação registada em geral de $75/80^0$ e $85/90^0$. Há observação de alterações por óxidos de ferro, e as diaclases apresentam-se fechadas a ligeiramente abertas (2.5-10mm). À data da recolha de campo, não se verificaram nenhuns sinais de humidade ou percolação de água no maciço.

Pela observação direta do talude, pode-se afirmar que a queda neste local poderá dar-se, tendencialmente, por escorregamento ou toppling, informações a serem confrontadas com os resultados do programa DIPS.



Figura 20 – Talude 2.

4.1.2. Projeção estereográfica e características das descontinuidades do Talude 2

O talude 2, como exposto anteriormente, apresenta a sua rede de diáclases mais verticalizada, demarcando duas famílias de diáclases principais, bem visíveis em campo. A projeção estereográfica do talude 2, com demarcação das famílias de diáclases encontra-se representada na Figura 21, seguida da tabela resumo (Tabela 8) das características destas famílias.

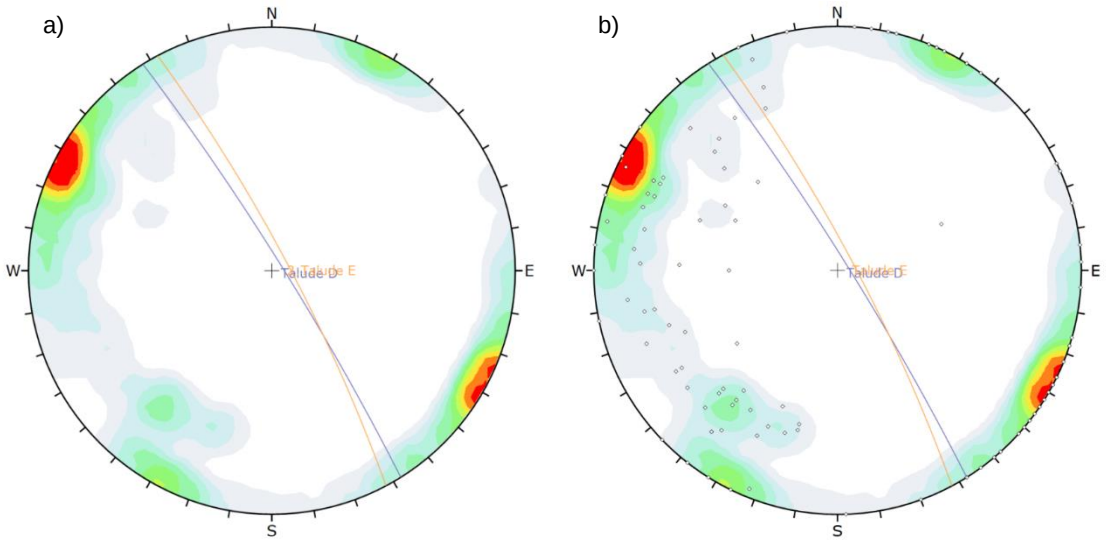


Figura *21 – Projeção estereográfica do Talude 2 direito (a roxo) e esquerdo (a laranja) (a), com os polos representados (b).*

Tabela 8 – Resumo das principais famílias de diaclases do Talude 2.

D	Atitude média	Continuidade (m)	Abertura (mm)	Afastamento (F)	Resistência (R)
D1	N118^0; 82^{0}NE	≤1	--	F4/5	6
D2	N31^0; 80^{0}SE	1-3	2	F3	6

Nota: Atitude média apresentada na forma Dip Direction; Dip.

De acordo com a recolha de campo, e como visível na Figura 19, o grau de fraturação neste talude é em geral de F3 a F5, simbolizando que as fraturas vão de moderadamente afastadas a muito próximas, dependendo da zona do talude em análise, com um espaçamento entre 200-600mm e 20-60mm. A continuidade das descontinuidades assinala-se inferior a 1m, nas zonas onde o maciço se apresenta mais compartimentado, de 1 a 3m noutros locais e até de 3 a 10m. Neste talude, as descontinuidades apresentam-se em geral fechadas, mas quando abertas a sua abertura é em geral aproximadamente 2mm, estando elas próximas e fechadas. Em geral, a sua resistência é sempre classificada como extremamente dura, sendo um R6 na classificação ISRM, deduzindo-se uma resistência à compressão simples superior a 250 MPa.

Segundo a projeção estereográfica obtida na Figura 20, marcam-se, como já referido, duas famílias de diáclases, com as seguintes direções: NNE-SSW e WNW-ESSE. Recorrendo à bibliografia citada nos enquadramentos, estas direções são coerentes com as da zona, sendo que a direção NNE-SSW correspondente a importantes desligamentos esquerdos, estando relacionada com os últimos movimentos relacionados com o campo de tensões hercínica, sendo também a mesma direção da falha Manteigas-Vilariça-Bragança, que condiciona a geologia e tectónica local. A direção WNW-ESSE, corresponde à direção da estratificação da zona de Vila Nova de foz Côa, bem identificada no talude.

A ficha de talude elaborada para o Talude 2, com as características geológicas retiradas de campo, respetivo esboço geológico e projeção estereográfica encontra-se em anexo.

Ferreira Gomes L.M., Gabriel de Almeida, P., 2003, no seu trabalho "As Pedreiras do Poio (Foz Côa)" identificam três famílias principais de descontinuidades (Figura 22): a Família I, muito frequente, corresponde principalmente a S_0; a Família II, é constituída fundamentalmente por descontinuidades S_2 e de pequena dispersão; e a Família III, de grande dispersão em relação às direções, mas sempre muito inclinadas.

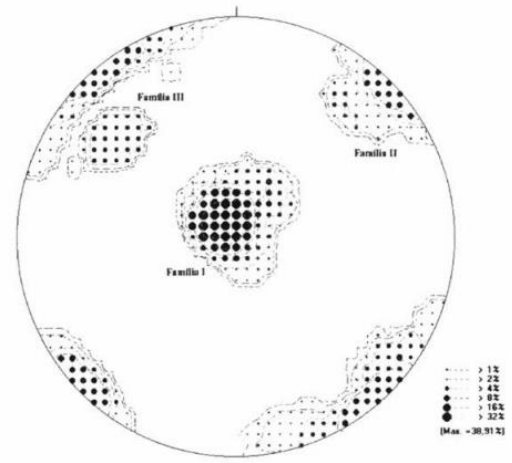


Figura 22 – Diagrama de pólos com tratamento estatístico das descontinuidades da zona das Pedreiras do Poio, Foz Côa (Ferreira Gomes, 1987 in Ferreira Gomes, L.M., Gabriel de Almeida, P., 2003).

Estes dados vêm comprovar ambas as projeções estereográficas apresentadas, assim como a recolha de dados de campo. Também Mauro Daniel Marques Búrcio, na sua tese de Mestrado apresentada à Universidade de Évora em 2004, comprova novamente os dados, e onde se pode associar a clivagem S1, com uma atitude média, referida pelo autor, de N54ºW; 83ºNE, à direção principal WNW-ESSE, e a lineção L1 com uma atitude geral de 9º; S52ºE, associada à direção principal NNE-SSW.

Análises Cinemáticas

Após as projeções estereográficas obtidas do programa DIPS, recorre-se às análises cinemáticas de modo a perceber como é que as descontinuidades identificadas podem influenciar a estabilidade de cada talude, identificando os tipos de deslizamentos mais propícios em cada caso.

Todas as análises cinemáticas apresentadas foram feitas por uma projeção de igual ângulo, do hemisfério inferior.

Generalidades

A estabilidade de um talude está determinada por fatores geométricos (altura e inclinação), fatores geológicos (que condicionam a presença de planos e zonas de debilidade e anisotropia no talude), fatores hidrogeológicos (presença de água) e fatores geotécnicos ou relacionados com o comportamento mecânico do terreno (resistência e deformabilidade). A combinação dos fatores citados pode determinar a condição de rotura ao largo de uma ou várias superfícies, e que seja cinematicamente possível o movimento de um certo volume de massa de solo ou rocha. A possibilidade de rotura e dos mecanismos e modelos de instabilidade dos taludes estão controlados principalmente por fatores geológicos e geométricos (González de Vallejo, 2002).

Segundo González de Vallejo, 2002, existem fatores que influenciam a instabilidade dos taludes sendo que os mesmos podem ser divididos em: fatores condicionantes e fatores desencadeantes. Os fatores condicionantes estão relacionados com a geologia e condições físicas e mecânicas/ geotécnicas em que o maciço se insere. Servem de exemplos os seguintes fatores: estratigrafia e litologia; estrutura geológica; condicionantes hidrogeológicas e comportamento hidrogeológico dos materiais; propriedades físicas, resistentes e deformacionais e tensões naturais e estado tensão-deformação. Já os fatores desencadeantes, estão mais relacionados com a geodinâmica externa do local, associado com o tipo de material com que estamos a trabalhar, sendo eles: sobrecargas estáticas; cargas dinâmicas; mudanças nas condições hidrogeológicas; fatores climáticos; variações na geometria e redução dos parâmetros resistentes.

De acordo com as diferentes condicionantes já referidas, podem ocorrer diferentes tipos de roturas, relacionadas com a geometria do talude, a sua atitude e o material em causa. Seguidamente, enumeram-se as tipologias de roturas possíveis.

Possíveis tipos de roturas

Os diferentes tipos de roturas estão condicionados pelo grau de fraturação do maciço rochoso e pela orientação e distribuição das descontinuidades relativas ao talude, deixando a estabilidade definida pelos parâmetros resistentes das descontinuidades e da matriz rochosa. Em maciços rochosos duros ou resistentes, as descontinuidades determinam a situação dos planos de rotura. Em maciços formados por rochas brandas ou pouco competentes, a matriz rochosa também tem um papel importante na geração destes planos e no mecanismo de rotura (González de Vallejo, 2002).

Os modelos possíveis de rotura são: rotura planar, em cunha, por toppling direto e toppling flexural (Figura 23).

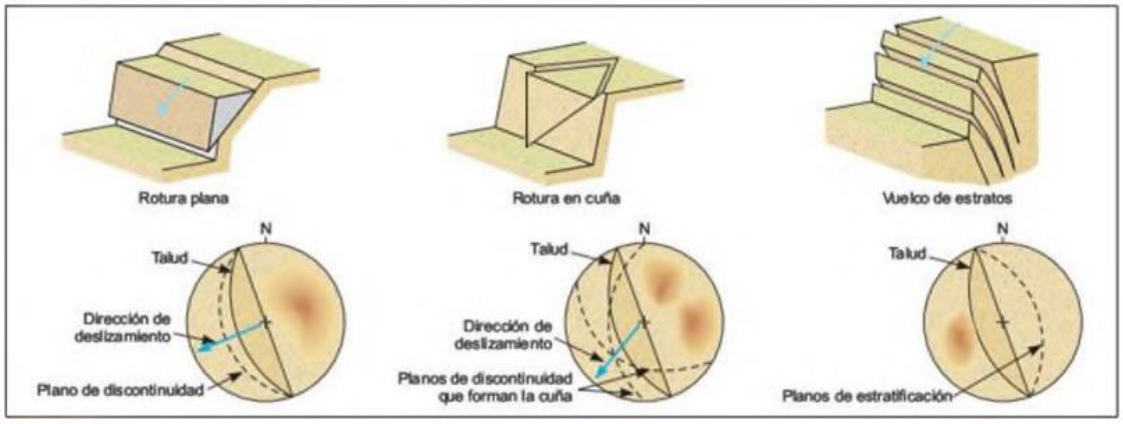


Figura 23 – Representação estereográfica dos planos de descontinuidade com respeito à orientação do talude para alguns tipos de roturas em maciços rochosos (modificado de Hoek y Bray, 1981 in González de Vallejo, 2002).

Seguidamente será apresentada uma descrição introdutória de cada modelo de rotura e em que condições as mesmas podem ocorrer.

- **Rotura ou Deslizamento Planar**

A rotura planar, segundo González de Vallejo, 2002, produz-se a favor de uma superfície preexistente, que pode ser a estratificação, uma falha tectónica, uma diáclase, etc. A condição básica é a presença de descontinuidades a favor do talude e com a mesma direção, compreendendo-se a condição de que a descontinuidade deve estar "descalçada" do talude, e o seu mergulho deve ser maior que o ângulo de atrito interno.

Os diferentes tipos de roturas planares, expostos na Figura 24, dependem da distribuição e características das descontinuidades no talude. As mais frequentes são:

— Rotura por um plano que aflora no topo e na base do talude, com ou sem fratura/ falha de tração;
— Rotura por um plano paralelo ao topo do talude, por erosão ou perda de resistência da base (González de Vallejo, 2002).

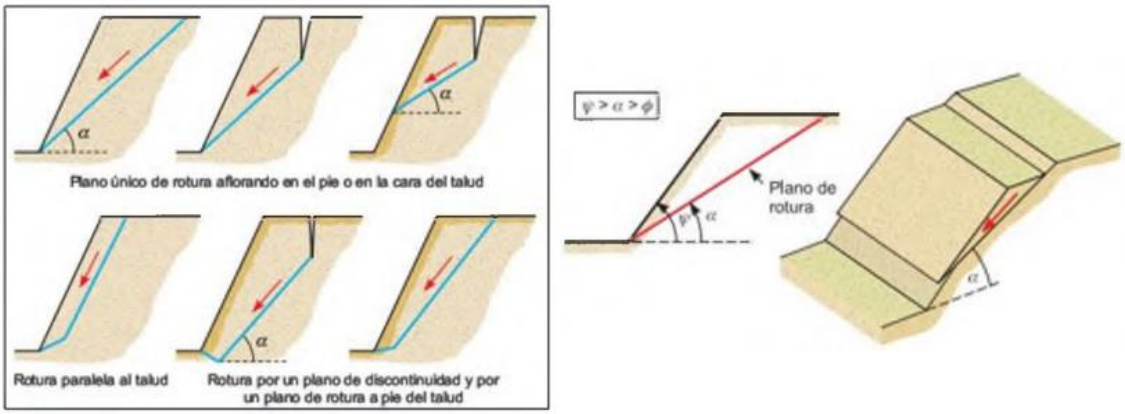


Figura 24 – Tipos de roturas planares (González de Vallejo, 2002); Condições para a rotura planar (González de Vallejo, 2002).

- **Rotura ou Deslizamento em Cunha**

O deslizamento em cunha corresponde ao deslizamento de um bloco em forma de cunha, formado por dois planos de descontinuidades, a favor da sua linha de interseção. Para que se produza este tipo de rotura, os dois planos devem de aflorar na superfície do talude, e devem cumprir iguais condições para a rotura plana (Figura 25). Este tipo de rotura deve apresentar-se em maciços com várias famílias de descontinuidades, cuja orientação, espaçamento e continuidade determina a forma e volume da cunha (González de Vallejo, 2002).

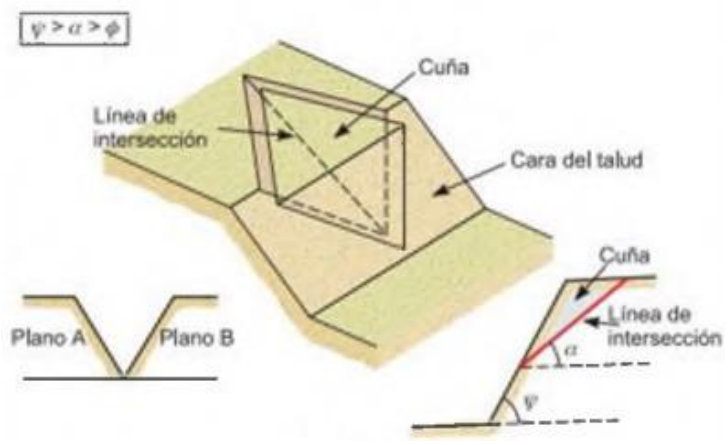


Figura 25 – Condições para a rotura em cunha (González de Vallejo, 2002).

- **Rotura Deslizamento por Toppling**

Segundo González de Vallejo, 2002, o deslizamento por toppling produz-se em taludes de maciços rochosos onde os estratos apresentam um mergulho contrário ao da inclinação do talude e direção paralela ou subparalela ao mesmo (Figura 26). Em geral, os estratos aparecem fraturados em blocos a favor do sistema de descontinuidades ortogonais entre si. Este tipo de rotura implica um movimento de rotação dos blocos, e a estabilidade dos mesmos não está unicamente condicionada pela sua resistência ao deslizamento.

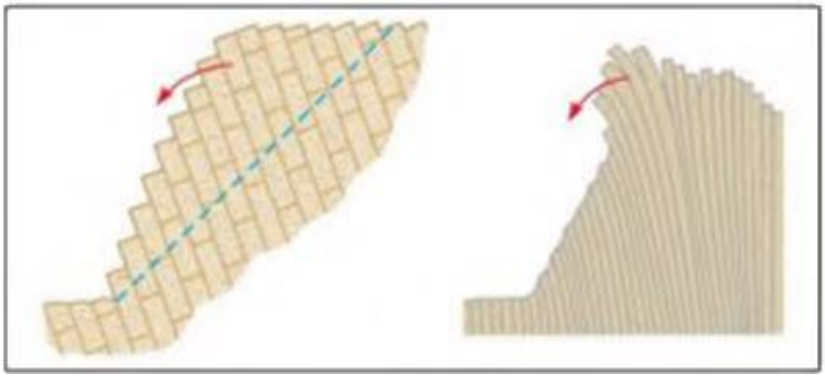


Figura 26 – Esquemas de taludes com estruturas favoráveis à queda por toppling (direto e flexural) (González de Vallejo, 2002).

Existem dois tipos de toppling, flexural e direto, que acontecem em diferentes condições geológicas e mecânicas.

1. **Toppling flexural**

Este tipo de rotura produz-se a favor de planos de estratificação paralelos ao talude, com mergulho maior que o ângulo de atrito interno. A rotura pode ocorrer com ou sem flexão do estrato, a condição necessária é que os estratos sejam suficientemente altos, em relação à altura do talude, para poderem afundar (González de Vallejo, 2002).

As causas que podem gerar uma rotura por toppling flexural são: altura excessiva do talude; existência de forças externas aplicadas sobre os estratos; geometria desfavorável dos estratos; existência de pressões de água sobre os estratos e concentração desfavorável de tensões (González de Vallejo, 2002).

2. **Toppling direto**

A rotura por toppling direto acontece nas mesmas condições que o toppling flexural, mas o seu "tombamento" é mais brusco e direto, sendo que os estratos não se apresentam

curvados como na situação do toppling flexural, porém apresentam a condição do ângulo do mergulho de talude ser superior ao ângulo de atrito.

- **Rotura ou deslizamento circular**

A rotura circular pode ocorrer em maciços rochosos brandos pouco competentes e em maciços muito alterados ou intensamente fraturados, que apresentam um comportamento isotrópico e onde os planos de descontinuidades não controlam o comportamento mecânico (Figura 27). Neste caso, o maciço comporta-se como um solo. Não obstante, a existência de zonas singulares de debilidade e de grandes planos de descontinuidade neste tipo de maciços, como falhas, podem condicionar modelos de rotura com outras tipologias (González de Vallejo, 2002).

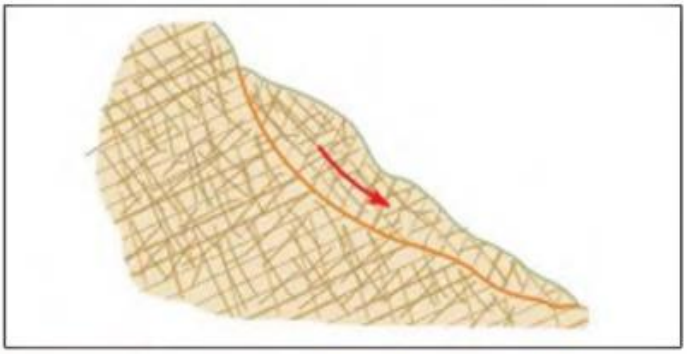


Figura 27 – Esquema de rotura curva em maciços rochosos intensamente fraturados (González de Vallejo, 2002).

O caso da rotura circular não é muito aplicável no caso dos taludes em estudo, dado que estamos a trabalhar com maciço rochosos competentes.

Seguidamente, e em forma de resumo, apresenta-se a Figura 28 com todos os tipos de rotura possíveis segundo a descrição ISRM, 1977.

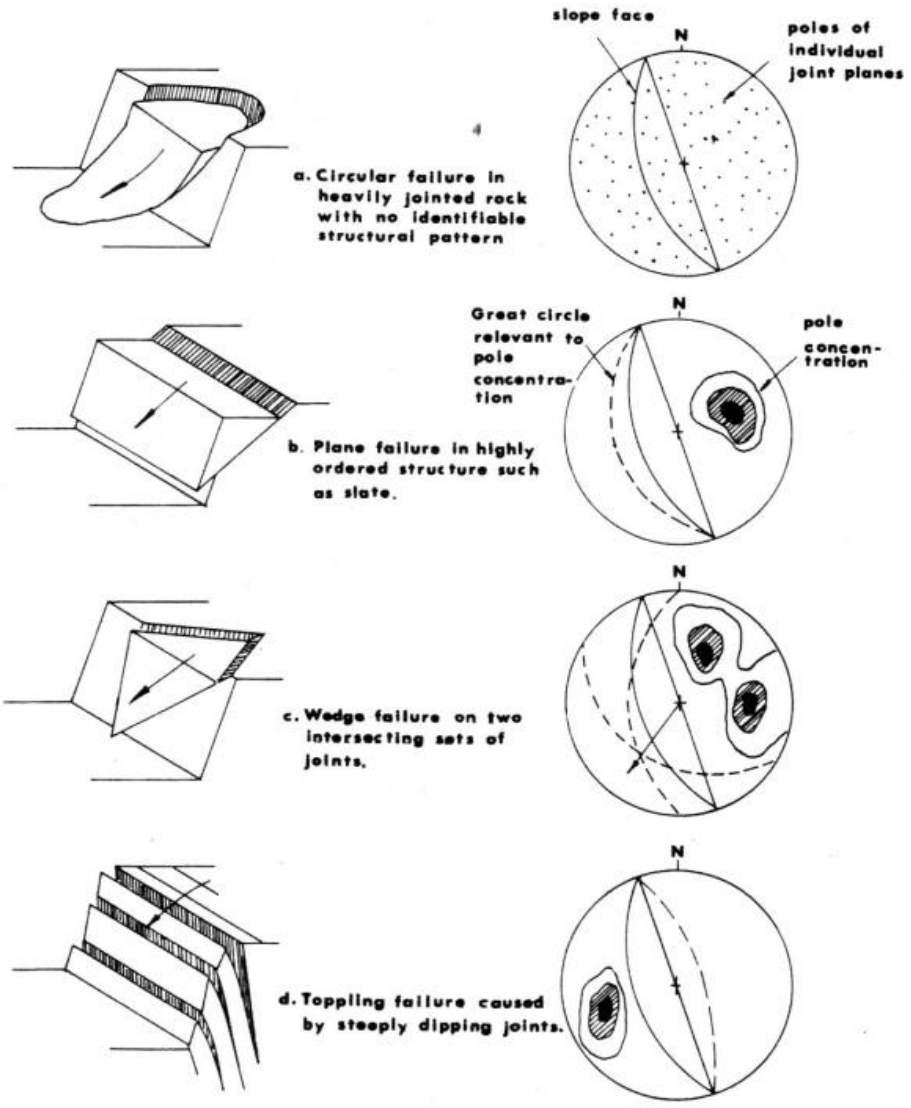


Figura 28 – Representação de dados estruturais referentes a quatro possíveis modos de falha de taludes, plotados em redes equatoriais de áreas iguais como polos e grandes círculos (ISRM, 1977 in Ulusay, R., Hudson, J.A., 2007).

Resultados das análises cinemáticas

A recolha exaustiva de dados permitiu obter os modelos estruturais seguidamente apresentados, as direções principais em cada talude, assim como o(s) tipo(s) de rotura mais provável.

4.2.3. Análise cinemática do Talude 1

Atendendo ao JRC estimado pela recolha de campo, fator que vai determinar o ângulo de atrito e influenciar as possibilidades de rotura, considerou-se, no caso do talude 1,

um ângulo de atrito de 30^0 dado pelo histograma criado com as quantidades e tipologias das rugosidades das superfícies das descontinuidades, de acordo com os intervalos de JRC recolhidos em campo, que depois foram associados às rugosidades de 1ª ordem, apresentadas na Figura 16. Destes valores, obteve-se o histograma da Figura 29, criado em DIPS, onde a rugosidade do tipo ondulada predomina perante as restantes, com evidência de algumas planares.

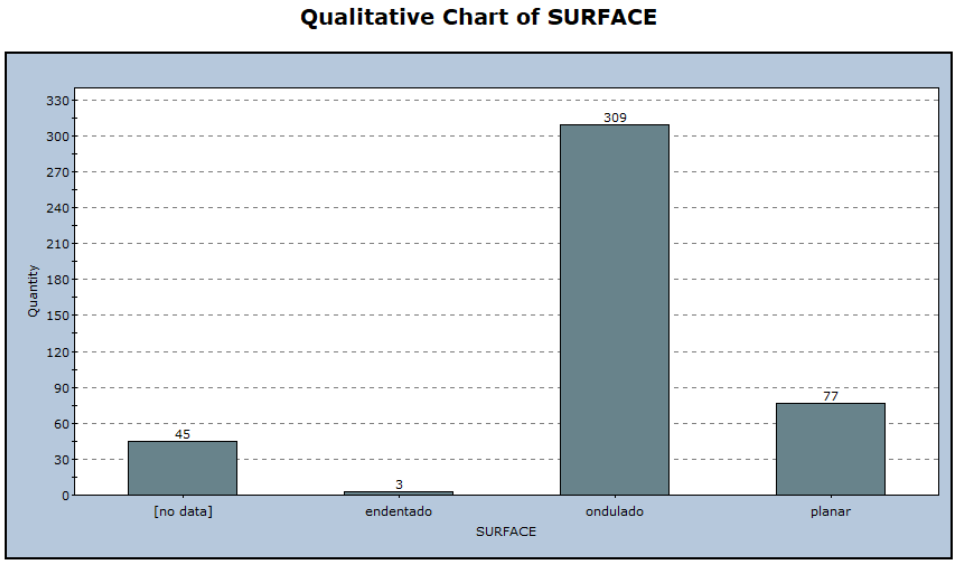
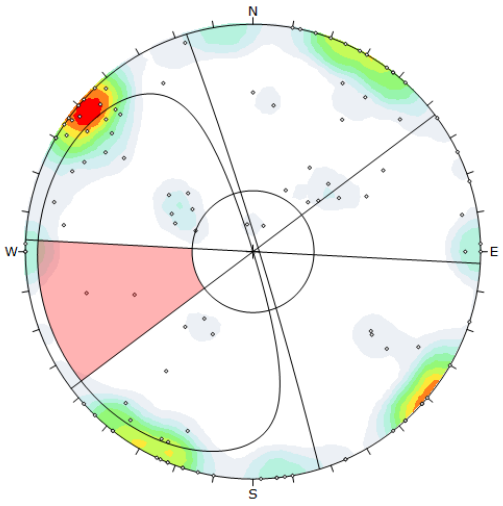
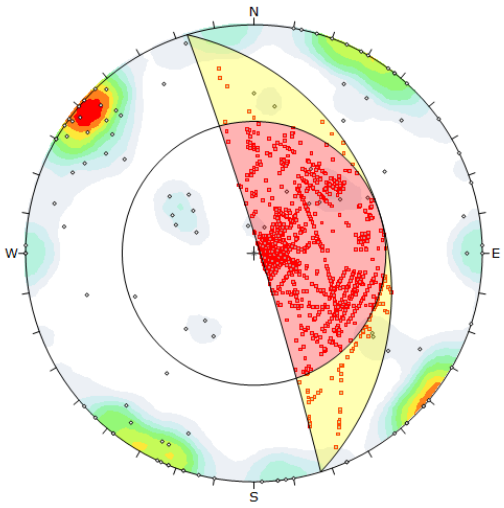
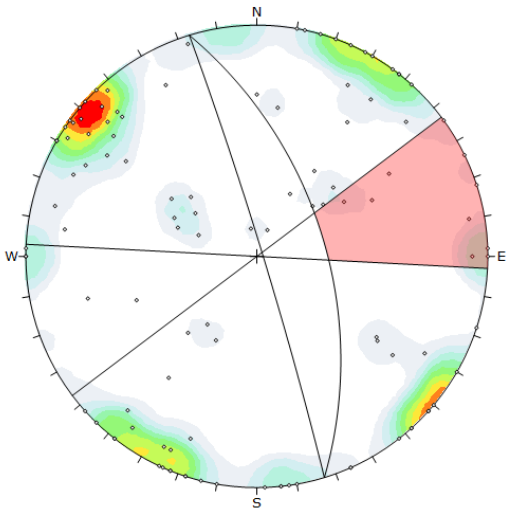
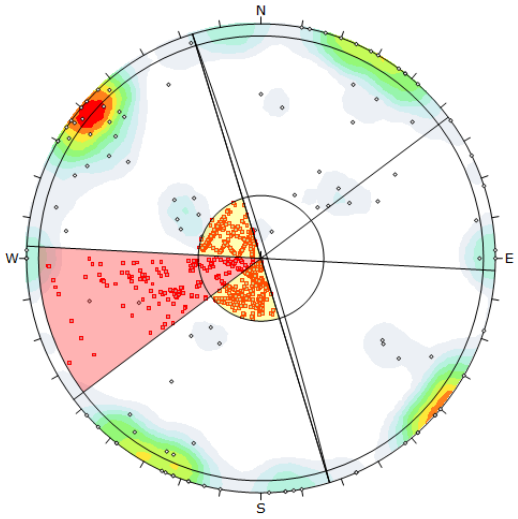


Figura 29 – Histograma das superfícies de descontinuidades do Talude 1 (DIPS).

Para o primeiro talude, com uma atitude de $N17^0$ W; 87^0 NE, os tipos de roturas identificadas foram a rotura em cunha, por toppling e planar, com diferentes percentagens de risco associadas, como se pode observar nas imagens seguintes criadas no software DIPS, indicadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Análises cinemáticas para o Talude 1.

Deslizamento Planar	Deslizamento em Cunha
	
Deslizamento por Toppling Flexural	**Deslizamento por Toppling Direto**
	

Efetivamente as direções dos mergulhos obtidos em campo, assim como as direções, são favoráveis à queda de blocos na direção da plataforma, uma vez que as várias paredes estão a mergulhar na direção da mesma (NE, SE). Visualmente, já se reconhecia a possibilidade de queda de blocos por toppling, porém a análise cinemática veio a confirmar essa possibilidade. A rotura em cunha obtida neste talude não era visível aquando da análise visual do talude em campo, porém, e tendo em conta as atitudes recolhidas, percebe-se que efetivamente o talude é formado por dois planos de

descontinuidades, a favor da sua linha de interseção, tal como refere González de Vallejo, 2002 na descrição do deslizamento por cunha.

Para os casos que efetivamente constituem perigo na avaliação das análises cinemáticas do Talude 1, temos:

- A possibilidade de rotura planar é baixa, onde apenas 9 das 434 interseções são consideradas críticas, representando 2.07% de risco para este tipo de rotura;
- Para a rotura em cunha, num total de 93030 interseções identificadas, 28373 são consideradas críticas, representando 30.50% das interseções contabilizadas, um valor bastante significativo para este talude;
- No caso da rotura por toppling flexural, num total de 434 interseções, 35 apresentam-se críticas, contabilizando um total de 8.06%. Para a família 2 apresentam-se 4 interseções críticas (em 118) dando 3.39% de possibilidade, e para a família 4 identificam-se 11 interseções críticas (em 25), dando 44% de possibilidade de rotura por toppling flexural para as descontinuidades desta família;
- Já para a rotura por toppling direto obteve-se no total de interseções identificadas já referido (93030), 3500 interseções críticas para toppling direto, 16334 interseções críticas para toppling oblíquo e 17 interseções críticas da base do plano (tendo em conta as 434 entradas), simbolizando 3.76%, 17.56% e 3.92%, respetivamente, de possibilidade de rotura por toppling.

Com base nestes resultados, conclui-se que os mecanismos de rotura mais prováveis e relevantes para o Talude 1 são: rotura em cunha, com um valor expressivo de risco; toppling flexural, especialmente associado à família de descontinuidades 4; toppling oblíquo, que também revela percentagens significativas de interseções críticas.

4.2.4. Análise cinemática do Talude 2

O segundo talude estudado, e tal como é representado nas análises cinemáticas apresentadas na Tabela 10, há a existência de 2 famílias de diáclases que condicionam o comportamento deste talude: a família principal com direção N295/300^0, correspondente a uma direção WNW-ESSE, e a direção N25/30^0, a demarcar uma direção NNE-SSW, tal como indica a bibliografia.

De acordo com os dados de campo recolhidos, e tendo em conta a rugosidades das paredes das descontinuidades, podemos obter o seguinte histograma (Figura 30):

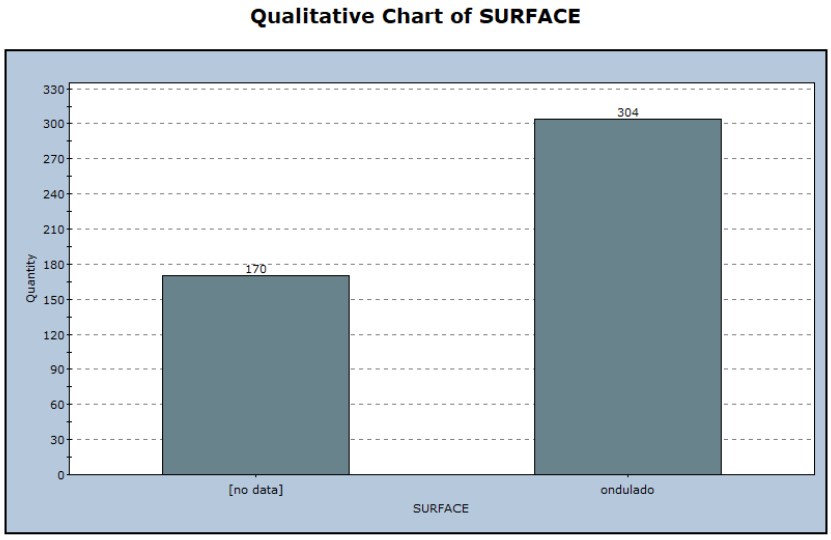


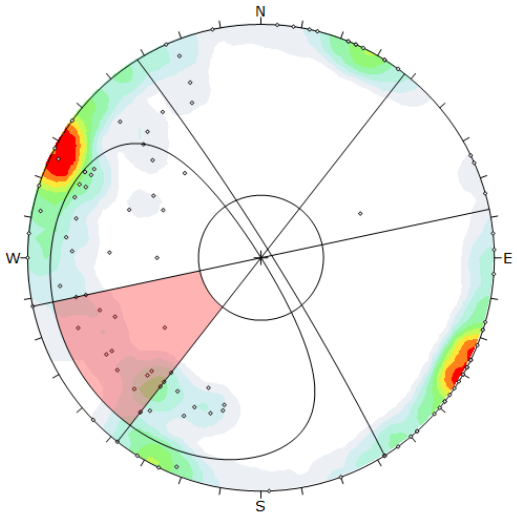
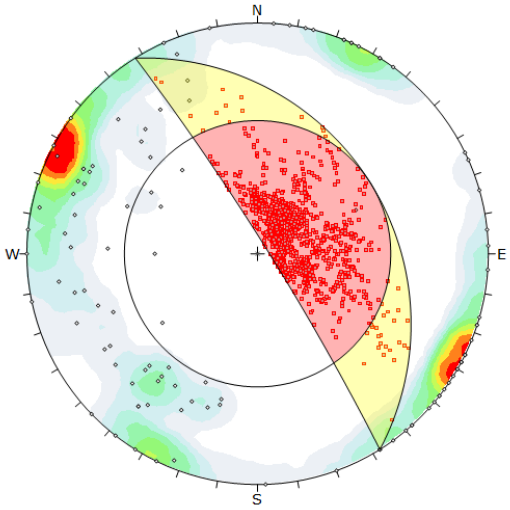
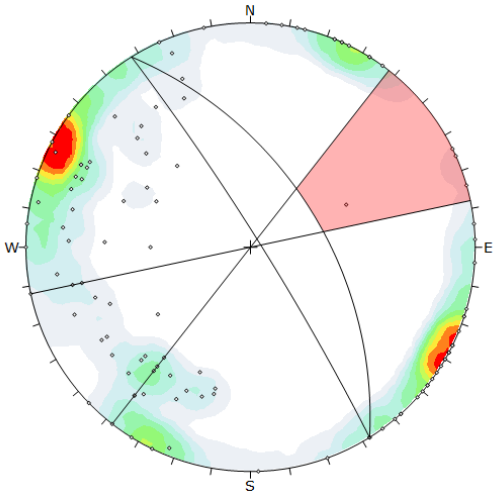
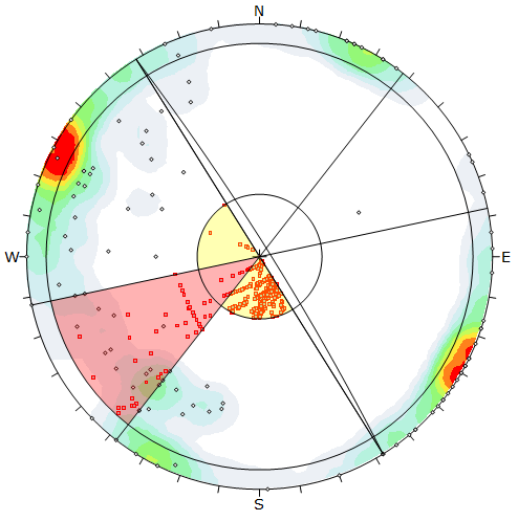
Figura 30 – Histograma da rugosidade das paredes das descontinuidades para o Talude 2 (DIPS).

Percebemos que o talude 2 apresenta uma rugosidade ondulada em todos os casos analisados, pelo que se vai considerar, novamente, um ângulo de atrito de 30º. A rugosidade foi novamente estimada a partir dos intervalos de JRC recolhidos em campo e comparada com as rugosidades de 1ª ordem, de forma a se achar uma correlação.

Aliado ao facto do talude 2 apresentar uma atitude $N32^0W$; 85^0NE, foram identificados quatro tipos de deslizamentos mais prováveis, sendo alguns pouco significativos.

Tal como no talude 1, este talude, apesar de apresentar um rearranjo geométrico da sua rede de fraturação diferente, apresenta a possibilidade de rotura nos mesmos tipos (Tabela 10).

Tabela 10 – Análises cinemáticas para o Talude 2.

Deslizamento Planar	Deslizamento em Cunha
	
Deslizamento por Toppling Flexural	**Deslizamento por Toppling Direto**
	

Da análise cinemática do talude 2 obteve-se:

— A rotura planar apresenta, num total de 474 interseções, 71 críticas, representando 14.98% de possibilidade de rotura neste tipo. Para a família 1, de 292 interseções, 9 apresentam risco de rotura planar, simbolizando 3.08%; para a família 2, de 164 interseções, 51 apresentam risco, contabilizando 31.10%;

- Para a rotura em cunha, o programa contabilizou 57881 interseções críticas (num total de 110922), representando um total de 52.18% de probabilidade de rotura em cunha;
- Por outro lado, e para a rotura por toppling direto, obteve-se um total de 860 interseções críticas (em 110922), totalizando apenas 0.78%, sendo pouco significativo; para o toppling oblíquo, já se enumeram 19389 interseções críticas (para o mesmo total de 110922), obtendo-se uma percentagem de 17.48%. Neste tipo de rotura, para a família 1 contabilizou-se 9 críticas (em 292), representando 3.08% de risco, e para a família 251 críticas (em 164), representando um risco de 31.10%. Na base do plano identificam-se 71, nas 474, contabilizando 14.98% de risco;
- Para o toppling flexural, identificam-se 11 interseções críticas, em 474, representando 2.32%. Neste tipo de rotura, e para a família 1, identificam-se 4 critica (em 292), simbolizando 1.37%, e para a família 2 identificam-se 4, em 161, representando 2.44%.

Deste modo, destacam-se as roturas planar, por cunha, por toppling direto para a família 2 e por toppling oblíquo, como os principais tipos de deslizamento que constituem perigo no caso do Talude 2.

Ressalva-se que as análises cinemáticas são análises preliminares, dado que não são análises representativas do comportamento do maciço, por não considerar fatores como a descompressão do maciço, a presença de água, a continuidade das fraturas, etc. Nas análises cinemáticas apenas se avalia o comportamento geométrico de um talude/ maciço. Os resultados aqui apresentados, não refletem, evidentemente, o comportamento de todos os taludes da encosta da via-férrea, pelo que para uma análise com maior viabilidade devem ser analisados mais taludes.

No contexto deste estágio, selecionaram-se apenas dois taludes, de forma a ser efetuado trabalho de campo e para se elaborar análises cinemáticas que são métodos de grande importância na Geologia de Engenharia e em muitas obras. No caso do projeto em que se insere este estudo, a TECNOFISIL é a empresa responsável pela análise dos diversos taludes das encostas, possibilitando uma análise mais pormenorizada e detalhada.

Comparação de dados com tecnologia de varrimento

Após a recolha dos dados de campo e da realização das análises cinemáticas, foi solicitado à empresa responsável pelo reconhecimento dos taludes na via férrea, a TECNOFISIL, o reconhecimento dos taludes. Para além do levantamento das diáclases com a bússola, a TECNOFISIL recorreu a uma tecnologia de varrimento com o auxílio de um drone, para obter modelos 3D dos taludes e ter uma recolha de atitudes de diáclases em pouco tempo.

Os dados apresentados a seguir, e em anexo, não correspondem aos taludes estudados no caso deste estágio, pois o processamento dos dados desses taludes ainda se encontram em execução, porém correspondem a levantamentos próximos do Talude 1, previamente estudado. Desta forma, será possível uma comparação de dados entre o que foi levantado no âmbito do estágio e os levantamentos de campo e da modelação 3D fornecidos.

O documento disponibilizado pela TECNOFISIL refere que "A partir da análise realizada no campo, dos taludes, podemos inferir que há semelhanças nas características dos mesmos, nomeadamente entre taludes próximos. Deste modo a análise cinemática realizada, teve em conta conjuntos de taludes que possuem características semelhantes ao nível das suas descontinuidades, agrupando as medições dos vários taludes. No campo não foi possível realizar medições em todos os taludes por variados fatores, no entanto segundo o critério explicado anteriormente, podemos inferir que as famílias de descontinuidades dos taludes medidos somente pelo modelo 3D correspondem às mesmas famílias medidas nos outros taludes, nos quais as medições realizadas no campo e no software se complementam de forma coerente."

Analisando os dados (anexo 9) de campo podemos referir que as inclinações variam entre os 25^0 e os 90^0, sendo que predominam as inclinações acima dos 70^0, com direções mais marcantes de WNW-ESSE e NNE-SSW, tal como refere a bibliografia e coerente com a recolha de campo efetuada. Já as medições realizadas no modelo 3D, apresentam inclinações a variar entre 5 e 90^0, de novo a predominar as inclinações mais elevadas, com as direções NNE-SSW e WNW-ESSE novamente a serem as mais marcantes.

Os dados recebidos por parte da TECNOFISIL vêm comprovar a recolha de dados de campo dos taludes estudados, já fundamentado perante a bibliografia referida, assim como comprovam que há uma concordância entre os dados de campo e os dados da modelação 3D criada. Podemos concluir que, efetivamente, o levantamento através da

modelação 3D é uma boa opção para estudos de taludes de grandes dimensões e em grande número, onde a recolha de campo por vezes é bastante limitada, dado os acessos e extensão dos taludes, permitindo a criação de análises cinemáticas que possibilitam o estudo de estabilidade e probabilidade de roturas até em locais onde o acesso é restrito, oferecendo estudos mais detalhados.

4.2. Ensaios Geotécnicos

No presente subcapítulo apresentam-se e descrevem-se os diversos ensaios realizados no âmbito do projeto de reabilitação da linha férrea e, na Tabela 11, descreve-se sucintamente o seu enquadramento.

Tabela 11 – Resumo do tipo de ensaios executados, quantidades e objetivos (informações extraídas do Plano de Prospeção).

Ensaio	Quantidade	Objetivo
Sondagens geotécnicas	76	Caracterizar os aterros e as condições de fundação das obras de arte; Caracterizar propriedades mecânicas dos elementos estruturais em alvenaria e do terreno de fundação.
Poços de reconhecimento	41	Caracterização do terreno de fundação da plataforma ferroviária; Ensaios de auscultação e prospeção mecânica e caracterização laboratorial dos materiais; Nos poços de reconhecimento serão recolhidas amostras dos solos de fundação com o objetivo de os identificar e caracterizar.
Ensaios de Carga em Placa (ECP)	41	
Penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL)	41	

A localização destes ensaios é apresentada em anexo (anexo 10), sendo que a localização dos poços, ECP e PDL é a mesma. Seguidamente descrevem-se os trabalhos enumerados na tabela acima.

4.2.1. Sondagens geotécnicas

As sondagens geotécnicas, foram realizadas com o objetivo caracterizar e observar o terreno ocorrente em profundidade, a sua litologia e estratigrafia, e recolha de amostras para posterior descrição e ensaios.

As sondagens geotécnicas caracterizam-se pelo seu pequeno diâmetro e pela leveza, versatilidade e facilidade de extração das máquinas. Permitem atravessar qualquer tipo de material, assim como extrair testemunhos e efetuar ensaios no seu interior. Os procedimentos de perfuração dependem da natureza do terreno e do tipo de amostragem e testes a serem realizados. As mais usadas são as sondagens à rotação, helicoidais e à percussão (González de Vallejo, 2002).
Efetivamente, as sondagens geotécnicas são uma técnica que, tais como outras, apresentam as suas vantagens e desvantagens. Enumeram-se a seguir algumas (Tabela 12):

Tabela 12 – Exemplos de vantagens e desvantagens das sondagens geotécnicas.

Vantagens	**Desvantagens**
Permitem extração de testemunhos, até grandes profundidades para análise macroscópica e laboratorial;	A possível demora na execução das mesmas, dependendo do local, litologia a atravessar e profundidades;
Furos de pequeno diâmetro que em nada afetam o terreno;	Necessidade de disponibilidade de água para a execução dos ensaios;
Versatilidade do ensaio;	O seu custo;
Possibilidade de obtenção de amostras intactas para ensaios laboratoriais.	Acessos a locais, devido ao tamanho da máquina.

Para além destas vantagens e desvantagens enumeradas, esta técnica é crucial neste tipo de estudos geológicos e geotécnicos, permitindo o conhecimento do terreno em profundidade, possibilitando quer a recolha de amostras de maciço e solos para ensaios laboratoriais, quer a recolha de informações que permitem o desenvolvimento de perfis geológico e geotécnicos do terreno em profundidade, separando-o em zonas geotécnicas com diferentes características.

No caso deste estudo foram realizadas sondagens à rotação, utilizando tubos de tungsténio nos níveis terrosos e um caroteador duplo para atravessar e amostrar o maciço rochoso.

As sondagens à rotação podem perfurar qualquer tipo de solo ou rocha até profundidades muito elevadas e com distintas inclinações. A profundidade habitual não excede os 100 metros, porém pode-se alcançar os 1000 metros. A extração de amostras é contínua e a percentagem de recuperação da amostra em relação à profundidade perfurada pode ser muito alta, dependendo do sistema de extração. Numa sondagem à rotação, no sistema de perfuração constam os seguintes elementos integrados: cabeça, tubo "porta-testemunho", extrator, manga de extração e coroa de corte. A coroa (Figura 34) é o elemento perfurante que é usado na sondagem e possui ferramentas de corte que podem ser feitas de tungsténio ou de diamante. As coroas de tungsténio são usadas em solos brandos/moles ou rocha, enquanto as de diamante são usadas em rochas duras ou muito duras (González de Vallejo, 2002).

A decisão do número de sondagens a realizar e a profundidade das mesmas é uma das questões mais críticas na planificação das investigações *in situ* e depende de vários fatores. Com carácter orientativo as sondagens deveriam alcançar o nível do substrato mais profundo que poderia ser afetado por qualquer ação da estrutura sobre o terreno (cargas, deformações, etc); o seu número depende dos objetivos e alcance das investigações, assim como da representatividade da zona investigada por cada sondagem (González de Vallejo, 2002).

No caso deste estudo, foram, até à data, executadas, no total 69 sondagens ao longo da antiga plataforma ferroviária (Figura 31), sendo que:

– 33 foram executadas em muros, permitindo caracterizar os aterros existentes no tardoz dos muros;

– 20 em aterros, com o objetivo de caracterizar o corpo dos aterros existentes;

– 16 em obras de arte, com a finalidade de caracterizar as espessuras e propriedades mecânicas dos elementos estruturais em alvenaria e no terreno de fundação, realizadas em pontes, passagens inferiores, passagens hidráulicas (não submersas) e túneis.

O estudo geológico e geotécnico para a requalificação da Linha do Douro, entre Pocinho e Barca D'Alva contou também com a execução de sondagens fluviais (Figura 32), onde foram executadas 7 sondagens. A localização das mesmas limita-se a certos pilares de pontes, locais onde não foi possível a sua execução via terrestre.



Figura 31 – Execução das sondagens na linha de comboio desativada.



Figura 32 – Execução de sondagem fluvial na Ponte dos Canivais.

O Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico – Parte 2, Investigação e ensaios de solo (EN 1997 – 2), refere que a amostragem de solos e rochas por perfuração e escavações, bem como as medições de água subterrânea, devem ser realizadas de forma abrangente, de modo que os dados necessários para o projeto geotécnico sejam obtidos. As amostras de solo e rocha recolhidas, devem seguir as informações apresentadas no Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico parte 2, apresentadas no decorrer deste trabalho.

Amostras de solo

As amostras de solo devem conter todos os constituintes minerais das camadas de onde foram retiradas. Elas não devem ser contaminadas por nenhum material de outras camadas ou por aditivos usados durante o procedimento de amostragem (Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico – parte 2). Todas estas condições são válidas tanto para sondagens como para poços e outros ensaios em que haja recolha de amostras de solo.

Para determinar as propriedades do solo/ maciços terrosos, pode recorrer-se a vários métodos, porém o principal e utilizado neste estudo foi o Ensaio de Penetração Normalizada (Standard Penetration Test – SPT).

Ensaio SPT – Standard Penetration Test (Ensaio de Penetração Normalizada)

O ensaio SPT realiza-se em solos, permitindo avaliar a resistência do terreno *in situ* e recolher amostras do terreno ensaiado, e consequentemente, a sua observação visual. Os resultados dos ensaios SPT permitem avaliar a compacidade/ consistência dos solos e, de modo indireto, o seu ângulo de atrito. Com base nestas características poderá estimar-se a tensão admissível, no caso de fundações.

González de Vallejo, 2002 indica que este ensaio de penetração dinâmica realiza-se no interior das sondagens, durante a perfuração. Permite obter um valor N de resistência à penetração que pode ser correlacionado com parâmetros geotécnicos como a densidade relativa, ângulo de atrito, a carga admissível e os assentamentos nos solos granulares. Do ensaio também se obtém uma amostra alterada, para realizar ensaios de identificação em laboratório. O ensaio SPT pode executar-se praticamente em todo o tipo de solos, incluindo em rocha muito alterada, em solos de alteração, pelo que é

nos solos granulares que se realiza preferencialmente. A dificuldade de obter amostras inalteradas neste tipo de solos acrescenta relevância ao SPT.

O amostrador deverá ser impulsionado para o solo através da queda de um martelo de 63.5kg sobre uma bigorna ou cabeça de impulsão de uma altura de 760mm. O número de golpes (N) necessários para alcançar uma penetração do amostrador de 300mm (após a sua penetração sob a ação da gravidade e abaixo de uma impulsão de assentamento) é a resistência à penetração (Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico – parte 2) (Figura 33).

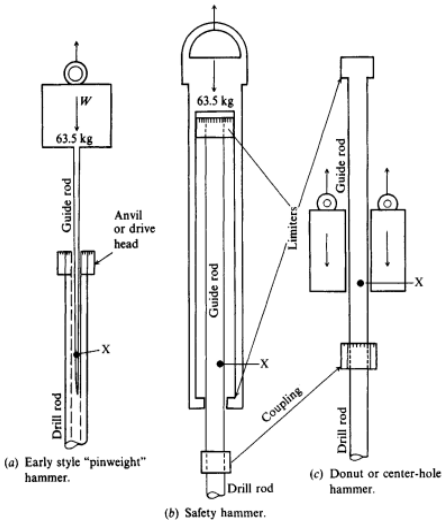


Figura 33 – Ensaio SPT (Bowles, J. E., 1997).

Este ensaio é dividido em três fases: a primeira onde há a cravação dos 15 centímetros iniciais, que são desprezados, dado que os solos da superfície podem ser solos remexidos e atendendo à possibilidade de descompressão do terreno devido à perfuração. Após isto, são cravados 15+15 centímetros. No total temos a cravação de 45 centímetros, porém só se considera as duas últimas fases, ou seja, os últimos 30 centímetros. O ensaio traduz-se na contagem do número de pancadas necessárias para penetrar os 30 centímetros referidos. A nega deste ensaio é obtida quando se atinge as 60 pancadas (valor usado em Portugal), e o ensaio dá-se por terminado.

Neste estudo, como critério de paragem, as sondagens progrediram até à obtenção de três negas (N_{SPT}>60) consecutivas em ensaios SPT ou o atravessamento do maciço rochoso em 3 metros de furação à rotação com amostragem contínua, segundo as informações do Plano de Prospeção.

Normalmente este ensaio é realizado a cada 1.5m, porém existem estudos que exigem a realização do ensaio SPT a outras profundidades, de acordo com o objetivo final do estudo, permitindo estudar em pormenor o horizonte de solo pretendido. No caso deste estudo, a generalidade das sondagens conta com ensaios SPT de 1.5m em 1.5m, porém existem sondagens onde o primeiro SPT realizado é aos 0.5m, com o objetivo de caracterizar o horizonte de depósitos de aterro.

Todas as amostras referentes aos SPT guardam-se em potes de plásticos, de modo a preservar as amostras, sendo devidamente identificados com o número ou nome da

obra, numeração da sondagem, profundidade do ensaio, e, por vezes com os valores de N_{SPT} registados, de forma que sejam fotografadas e arquivadas nos boletins finais.

Na sua Tese de Doutoramento, Viana da Fonseca (1996) menciona que "O muito difundido SPT apresenta a vantagem de associar a uma resistência à penetração, a recolha de amostras, ao longo de um perfil para fundação. É um ensaio simples em equipamento e técnica de execução. As limitações deste ensaio são devidas ao seu empirismo para parametrização geotécnica (uso de correlações que pode variar muito com o tipo de maciço). Este ensaio deve ser potenciado para definir correlações de interesse geotécnico, sendo mais importante estabelecê-las com as características mecânicas dos solos (resistência ou rigidez) do que diretamente com as consequências destes (resistência de ponta ou lateral de uma estaca ou assentamento de uma sapata)".

Para além do que já foi referido, enumeram-se as seguintes vantagens e desvantagens (Tabela 13):

Tabela 13 – Vantagens e desvantagens do ensaio SPT (Mayne et al., 2002 in Farinho, 2021).

Vantagens	**Desvantagens**
Permite obter uma amostra e um valor analítico em simultâneo;	A recolha simultânea resulta na má qualidade, tanto para a amostra como para o valor N_{SPT};
Ensaio simples e robusto;	Perturbação da amostra;
Adequado a vários tipos de solo;	Valor grosseiro para análise (N_{SPT});
Realizável em rochas brandas;	Não aplicável em argilas ou siltes muito moles;
Disponível em todo o mundo.	Grande variabilidade e incerteza.

A principal vantagem dos ensaios *in situ* é que são mais representativos que os ensaios de laboratório, relativamente às condições do terreno em que se vai construir a obra ou estrutura envolvendo um volume consideravelmente maior de material e este estar em condições naturais. A escala dos ensaios *in situ* não representa todo o conjunto do maciço rochoso ou solo, pelo que se deve ter em conta para a sua interpretação e extrapolação de resultados (González de Vallejo, 2002).

Acrescenta-se que este ensaio deve ser realizado tendo em consideração que existem correções a aplicar ao valor obtido de N_{SPT}, tanto quanto para o efeito de sobrecarga em solos granulares, quanto para a eficiência energética do martelo.

Parâmetros de caracterização dos solos

Num boletim de sondagem, e no momento da caracterização da mesma, como já verificado e para além do descrito acima, são anotados diferentes parâmetros geotécnicos. Quanto à caracterização dos solos, os mesmos podem ser caracterizados quanto à sua compacidade e consistência, segundo o número de pancadas registado no SPT. Existem valores tabelados, que permitem atribuir uma classificação ao tipo de solo.

Quando estamos na presença de um solo onde a sua estrutura é maioritariamente arenosa, usamos a tabela de compacidade (Tabela 14), de forma a classificar o solo quanto a este parâmetro:

Tabela 14 – Correlação entre o SPT e o ângulo de atrito interno de solos granulares (adaptado de González de Vallejo, 2002).

N_{SPT}	Compacidade	ϕ (^{0})
0-4	Muito solto	28
4-10	Solto	28-30
10-30	Medianamente compacto	30-36
30-50	Compacto	36-41
>50	Muito compacto	>41

Neste parâmetro, o solo pode ser classificado de muito compacto a muito solto, dependendo do número de pancadas que se registarem no ensaio SPT. Aliada a esta classificação, é ainda possível estimar o ângulo de atrito do solo, de acordo com os diferentes valores de N_{SPT}.

Matos Fernandes, 2011 apresenta a os seguintes valores para a classificação dos solos granulares (Tabela 15).

Tabela 15 – Relação entre (N1)60 e o índice de compacidade de areias (Skempton, 1986 in Matos Fernandes, 2011).

$(N_1)_{60}$	0-3	3-8	8-25	25-42	>42
I_D (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Compacidade	Muito solta	Solta	Medianamente compacta	Compacta ou densa	Muito compacta ou muito densa

Por sua vez, se estivermos a analisar um solo, que pela sua estrutura, for mais argiloso, este deverá ser classificado segundo a tabela de consistência (Tabela 16):

Tabela 16 – Relação entre N60 e a consistência das argilas (Clayton et al., 1995 in Matos Fernandes, 2011).

N_{60}	0-4	4-8	8-15	15-30	30-60	>60
Consistência	Muito mole	Mole	Firme	Rija	Muito rija	Dura

Efetivamente, quando mais elevado o valor de N_{SPT}, mais consistente/ compacto de encontra o solo. As transições de horizontes geotécnicos criadas num boletim de sondagem devem respeitar a separação de horizontes por zonas de compacidade/ consistência de igual classe.

Amostras de rocha

Segundo o Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico – Parte 2, Investigação e ensaios de solo (EN 1997 – 2), as amostras de rocha devem conter todos os constituintes minerais das camadas de onde foram retiradas. Elas não devem ser contaminadas por nenhum material proveniente de outras camadas ou por aditivos utilizados durante o procedimento de amostragem. As descontinuidades e os materiais de preenchimento correspondentes existentes na massa rochosa muitas vezes controlam as características de resistência e deformação do material como um todo. Portanto, elas devem ser definidas o mais detalhadamente possível durante as operações de amostragem, caso essas propriedades precisem ser determinadas.

As amostras de rocha são acondicionadas nas caixas de sondagem para depois serem devidamente caracterizadas e catalogadas, como é possível observar na Figura 34.



Figura 34 – Colocação da coroa para execução das sondagens; Caixa de sondagem com amostras recolhidas.

Parâmetros de caracterização de maciços rochosos

Quando a sondagem apresenta maciço rochoso, devem-se aplicar os seguintes critérios para classificação do mesmo:

- **Percentagem de recuperação**

Na execução de uma sondagem, a extração de um testemunho é continua e a 57ormula57ge de recuperação do testemunho relativa ao comprimento perfurado pode ser muito alta, dependendo do sistema de extração (González de Vallejo, 2002).

A recuperação é dada pela quantidade de material que é retirada, numa certa manobra. Por exemplo, é realizado um SPT aos 3.0m e outro aos 4.5m. Entre essa manobra, de 1.5m, é registada a recuperação do material que difere consoante a qualidade e tipologia do mesmo. Se o material tiver um grau de alteração baixo e for resistente, a recuperação será mais alta; por sua vez, se estivermos numa zona onde o material apresenta-se bastante alterado, o mesmo desagrega-se com maior facilidade, conduzindo a uma perda de material, diminuindo, por sua vez, a recuperação. Esta percentagem de recuperação é também aplicada quando se retiram amostras de solo, onde se atinge uma maior percentagem de recuperação nas amostras praticamente intactas e contínuas.

- **Índice de qualidade: RQD (Rock Quality Designation)**

O RQD representa a relação entre o somatório do comprimento dos fragmentos maiores que 10 cm e o comprimento total do tarolo considerado (González de Vallejo, 2002):

Equação 1 – Cálculo do RQD (González de Vallejo, 2002).

$$RQD = \sum \text{comprimento dos tarolos com tamanho } >10cm \text{ / comprimento total}$$

A continuidade mostra o procedimento de medida do RQD e descreve a qualidade da rocha em função deste índice (González de Vallejo, 2002). A tabela seguinte mostra essa relação (Tabela 17).

Tabela 17 – Qualidade do maciço segundo a 58ormula58ge do RQD (adaptado de González de Vallejo, 2002).

RQD (%)	Qualidade do maciço
<25	Muito má
25-50	Má
50-75	Média
75-90	Boa
90-100	Muito boa

Os restantes parâmetros a ter em conta na caracterização de um maciço rochoso numa sondagem, estão indicados no sub-capítulo "Descrições ISRM", já apresentado.

Todos estes parâmetros são descritos detalhadamente e incluídos no boletim final de cada sondagem acompanhado por fotografias do mesmo.

Caracterização das sondagens

Nos boletins de sondagem são referidos vários aspetos e parâmetros que permitem caracterizar o solo e o maciço rochoso encontrado. Na caracterização de uma sondagem devem ser tidos em conta os aspetos geológicos que melhor definem o solo ou maciço, agrupando-os em "classes". Deve ser descrita a tipologia de material encontrada, a sua coloração, se existe algum tipo de alteração notória, a extensão granulométrica/ do grão do material, possíveis anomalias geológicas, etc.

Como já referido, o material recuperado das sondagens é acondicionado em caixas específicas para o seu transporte para locais onde seja possível a sua análise, caracterização, descrição e armazenamento. Deste modo, todas as sondagens efetuadas neste projeto foram analisadas por geólogos, permitindo ao dono de obra conhecer o material em que assenta a sua obra e as características da litologia.

Ao analisar as sondagens é notória a monotonia de material, tendo sido identificados dois horizontes: o primeiro, identificado em todas as sondagens é o aterro, constituído por solos arenosos/ areno-argilosos, blocos/fragmentos de xisto e pontual quartzo, balastro e injeções de calda pobre em cimento. Este aterro atingiu uma profundidade máxima de 15.5 metros e uma profundidade mínima de 6 metros, tendo em conta a análise de todas as sondagens.

Já o segundo e último horizonte de material é referente ao maciço xistento, recoberto pelos materiais de aterro, geralmente W3/4, com pontuais W2, e com aparecimento de passagens decompostas (W5), de grão fino, cor cinzento-acastanhado. Em geral, o maciço recuperado tem um comprimento de 3m, podendo chegar, excecionalmente, aos 6.5m.

Assim, as sondagens mostram que os depósitos de aterros assentam diretamente sobre o maciço rochoso metassedimentar, como se pode verificar pelo exemplo apresentado a seguir (Figura 35).



Figura 35 – Sondagem SM36.

Em anexo apresenta-se tabelas resumo das sondagens executadas, com a respetiva localização, profundidade máxima atingida, profundidades das diferentes litologias, profundidades dos SPT e valor obtidos, assim como, nas sondagens em que houve recolha de material, identificação da profundidade de material escolhida para os ensaios laboratoriais a executar nas amostras. Os quadros apresentam-se separados por sondagens elaboradas nos muros (anexo 3), em aterros (anexo 4) e em obras de arte (anexo 5). As sondagens fluviais não se encontram incluídas nem descritas nestas tabelas, dado que foram executadas posteriormente, não existindo escolha de material para ensaios laboratoriais.

4.2.2. Poços de reconhecimento

Com o objetivo de caracterizar os materiais ocorrentes ao nível da plataforma abriram-se no total 41 poços com uma retroescavadora. A sua execução permitiu observar os materiais ocorrentes, recolher amostras remexidas e executar ensaios de carga com placa (ECP) e de penetração dinâmica do tipo ligeiro (PDL), sempre que possível e previsto. Para além dos 41 poços na plataforma, foram também realizados 8 poços nos túneis que se encontram ao longo da antiga linha férrea (Túnel de Almendra e Túnel de Castelo Melhor).

Segundo González de Vallejo, 2002 "os poços consistem em escavações realizadas mediamente meios mecânicos convencionais, que permitem a observação direta do terreno a certa profundidade, assim como a colheita de amostras e a realização de ensaios *in situ*. Têm a vantagem de que permitem aceder diretamente ao terreno, podendo-se observar as variações litológicas, estrutura, descontinuidades, etc., assim como a recolha de amostras de grande tamanho para a realização de ensaios e análises. Os poços são um dos métodos mais usados no reconhecimento superficial do terreno, e dado o seu baixo custo e rapidez de realização, constituem um elemento habitual em qualquer tipo de investigação *in situ*.

Porém, contam com as seguintes limitações:

- A profundidade, geralmente, não excede os 4 metros;
- A presença de água limita a sua utilidade;
- O terreno deve poder-se escavar com meios mecânicos;
- Para a sua execução é imprescindível cumprir as normas de segurança, dado a queda de paredes, assim como garantir a ausência de instalações, cabos, tubos, etc".

Estes poços permitiram recolher informações das condições de fundação dos hasteias e determinar as cotas da antiga plataforma nos poços referentes aos túneis. Houve também recolha de amostras, quando possível, para análise laboratorial.

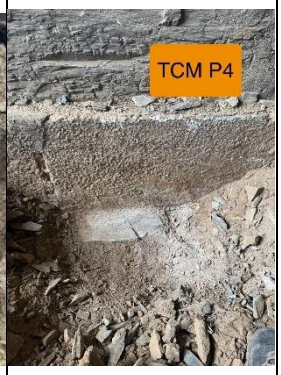
À semelhança do apresentado nas sondagens, anexa-se uma tabela resumo dos poços efetuados (anexo 6), respetivas profundidades alcançadas, horizontes e litologias e profundidade da recolha de amostras para ensaios laboratoriais.

Caracterização dos poços

Efetuaram-se poços nos túneis existentes, assim como vários ao longo da antiga linha férrea. Dos poços executados nos túneis, percebemos uma homogeneidade no material. Estes atingem uma profundidade a variar entre os 0.1m e os 0.4m, sendo todos constituídos por balastro a topo e maciço xistento na base. Quanto aos poços efetuados ao longo da linha, as profundidades variam entre os 0.2m e os 3.8m, sendo geralmente constituídos por balastro a topo e aterro para a base. Pontualmente existem poços que, abaixo da camada de balastro e de aterro, contém maciço xistento.

Seguidamente apresentam-se quatro exemplos, três de poços executados na plataforma e um de um poço efetuado num túnel, com as respetivas descrições de acordo com o material observado (Tabela 18).

Tabela 18 – Exemplos de poços de reconhecimento efetuados na linha (P5, P16 e P38) e nos túneis (P4).

Nº	**P5**	**P16**	**P38**	**P4 (TCM)**
Poço				
Descrição	10 centímetros de profundidade em balastro	Os primeiros 10 centímetros em balastro com terra vegetal; dos 0.1m aos 1.4m (profundidade máxima atingida) temos aterro heterogéneo, constituído por solos arenosos e blocos/fragmentos de xisto	10 centímetros superficiais em balastro, e para a base (até aos 1.4m) aterro heterogéneo, constituído por solos arenosos e blocos/fragmentos de xisto.	Camada de balastro com presença de solos arenosos e maciço xistento para a base, a atingir uma profundidade máxima de 0.4m.

4.3. Ensaios *in situ* para caracterização da plataforma

4.3.1. Ensaio de carga em placa (ECP)

O ensaio de carga em placa permite avaliar a deformabilidade do solo, definindo uma curva carga-assentamento.

O ensaio consiste em aplicar "escalões" de carga gradualmente crescentes, sobre uma placa com uma dimensão de 60cm, e medir a evolução da deformação no tempo. Sendo estabilizada a deformação, aplica-se um novo patamar de carga. O gráfico produzido é um gráfico deflexão (mm) – tensão (kPa) (Figura 36), registando o assentamento do solo, em mm, segundo os respetivos patamares de tensão aplicados. No presente caso, permitiu avaliar a deformabilidade do terreno de fundação da plataforma.

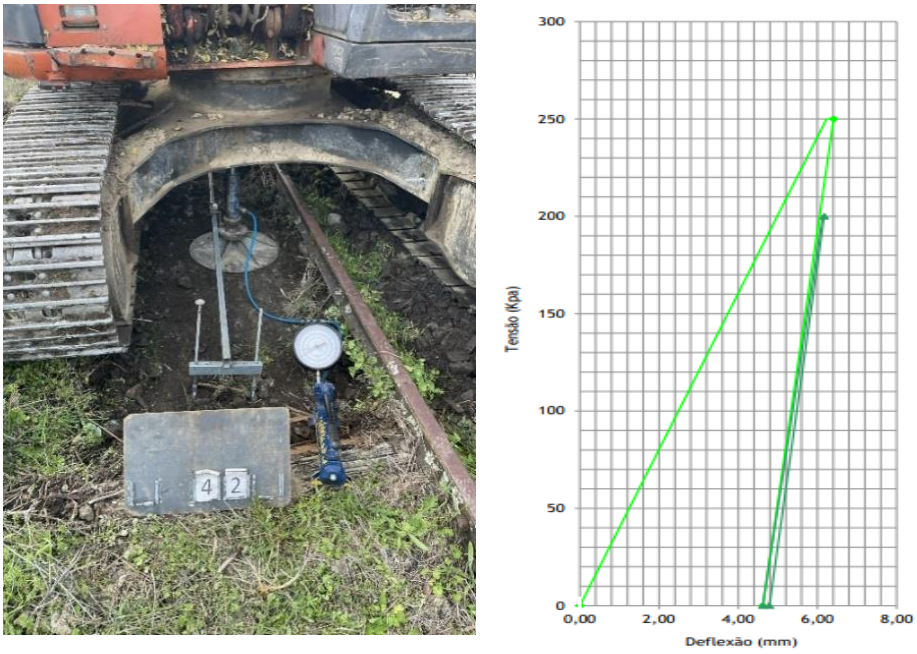


Figura 36 – Ensaio de carga em placa a ser executado num poço; Gráfico do resultado do ensaio carga em placa no poço 42.

Este ensaio aplica-se principalmente a solos granulares e os parâmetros medidos durante o ensaio são o tempo, a carga aplicada e os assentamentos, representando-se em gráficos carga-assentamento e tempo-assentamento (González de Vallejo, 2002).

Os parâmetros retirados deste ensaio são, o módulo de deformabilidade vertical, associados a dois ciclos de carga (neste caso, o primeiro a atingir 250 kPa e o segundo 200 kPa), de onde se retiram o EV1 e EV2, e o módulo de reação de um solo, K.

O valor de EV2 é obtido pela fórmula de Boussinesq, apresentada na norma seguida para este ensaio:

Equação 2 – Módulo de deformação EV2 a partir da formula de Boussinesq (extraído da norma NF P 94-117-1).

$$EV_2 = \frac{\pi}{4}(1 - v^2)\frac{p.d}{z_2}$$

O valor de K, é dado pela divisão entre os valores do módulo de deformabilidade (EV2/ EV1).

O ensaio de carga em placa foi realizado em 41 locais, estando os mesmos associados aos locais dos poços de reconhecimento e dos ensaios com o Penetrómetro dinâmico ligeiro (descritos em seguida), ao longo da antiga plataforma, situados entre 0.1m a 0.5m abaixo da cota superior do balastro.

Viana da Fonseca, 1996 refere que os ensaios de carga em placa, pela sua natureza são os que melhor reproduzem as condições do carregamento de fundações, mas devem ser acompanhados de metodologias de análise que permitam ter em consideração questões tão importantes como:

- Efeito de escala: a extrapolação da resposta em deformação e a capacidade de carga associada têm de ser devidamente aferidas;
- Efeito da heterogeneidade do maciço: seja regular ou não, a "não homogeneidade" dos maciços é característica natural e condiciona fortemente a extrapolação dos valores para previsão do comportamento com diferentes dimensões.

Durante o ensaio deve-se proceder a ciclos de descargas e recargas em escalões intermédios e finais a fim de caracterizar o comportamento elástico do maciço. Estas descargas e recargas devem ser feitas de uma forma faseada. O fim do carregamento pode ser definido pela ultrapassagem do pico ou quando o assentamento atinge um determinado limite (por hipótese 10% do diâmetro da placa – ASTM-D1194, 1989) (Viana da Fonseca, 1996).

Os valores de K, ou seja, de modulo reação, variam entre 1.65 e 8.88. O valor de K é indicativo do estado de compactação do solo, pelo que quanto menor este valor, mais compactado se encontra o solo. Analisando os valores obtidos dos ensaios na tabela anexada, referem-se os ensaios ECP34, com um módulo de reação de 1.65, e os ensaios ECP25, ECP29 e ECP41, com valores de 1.93, 1.97 e 1.98, respetivamente, revelando um solo compacto. Pelo contrário, nos ensaios ECP9, ECP10 e ECP26, apresentam os valores mais altos do módulo de reação (8.37, 8.88 e 8.53) indicativo de um solo pouco compactado. Efetivamente, valores mais baixos de K são indicativos de um solo de melhores condições, porém existe uma grande variabilidade nos valores de

K, dada pela heterogeneidade dos depósitos de aterro, que é a litologia mais afetada neste ensaio.

Verifica-se que para solos com o K mais baixos, os valores de EV1 e EV2 são bastante elevados, quando comparados aos valores de EV1 e EV2 de solos com o módulo de reação mais altos. Assim, justifica-se o facto de quanto mais baixo o K, mais compactado se encontra o solo, dado que são necessários valores de EV1 e EV2 mais elevados para se conseguir atingir a curva tensão-deformação do solo e um K mais baixo. Os valores das deformabilidades verticais 1 e 2, apresentam-se a variar entre 5.3 - 38.1 MPa e 19.7 – 109.6 MPa, respetivamente.

4.3.2. Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (PDL)

O ensaio de penetração dinâmica ligeira consiste em quantificar o número de vezes que é necessário deixar cair um pilão com 10kg, de uma altura igual a 0.5m, para que o conjunto de varas com uma ponteira cónica penetre no terreno 10cm.

O ensaio PDL é constituído pelos seguintes elementos: um varão de aço; uma ponteira cónica ligada à extremidade inferior do varão; um pilão que desliza ao longo do varão, que lhe serve de guia e permite a sua queda de uma altura constante; um elemento de aço solidário com o varão e que serve de batente ao pilão quando este é lançado de uma determinada altura; e uma escala de leitura ligada ao eixo inferior do equipamento (Figura 37) (Conde, M.C. et al., 2023).

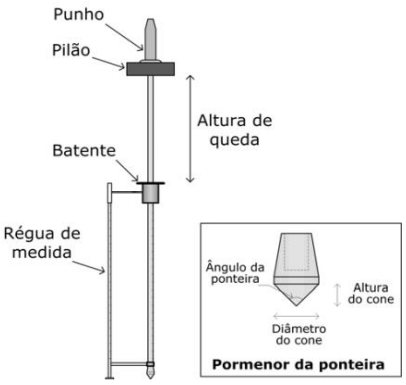


Figura 37 - Penetrómetro dinâmico ligeiro (Conde, M.C. et al., 2023).

Durante a realização do ensaio é selecionado o número de quedas do pilão e registada a profundidade de penetração do cone após estas pancadas ou selecionada a penetração e registado o número de quedas do pilão. A relação entre a profundidade de penetração e o número de quedas (em milímetros por pancada) no decurso de cada determinação (i) corresponde ao índice de penetração PDL (PN), determinado pela seguinte expressão:

Equação 3 - Índice de penetração (Conde, M.C. et al., 2023).

$$P_{N_i} = \frac{d}{n}$$

onde, d, distância de penetração em mm; n, número de quedas (Conde, M.C. et al., 2023).

Segundo Ferreira e Nunes (1997) *in* Conde, M.C. et al., 2023, o ensaio com o PDL apresenta como grande vantagem o facto de se poderem realizar com facilidade, até à profundidade de 5 a 10 m, "permitindo adensar substancialmente a malha dos ensaios e conhecer a peso volúmico do solo de camadas profundas sem danificar o aterro".

Para além das vantagens já referidas, inclui-se também o baixo custo associado e o facto de se obterem resultados rapidamente. Este ensaio pode ser utilizado em diversos tipos de materiais e os resultados são correlacionáveis com os obtidos por outros métodos (Fortunato, 2005).

Apesar da simplicidade da realização de ensaios com o PDL, o equipamento apresenta as seguintes limitações: atrito lateral que se desenvolve entre o solo e o varão e a dificuldade ou impossibilidade de penetração em camadas duras ou mesmo o atravessamento de partículas de grande diâmetro. Estas desvantagens apresentam maior relevância quanto maior a profundidade que se pretende atingir. Há ainda a referir o facto de a operação com o equipamento PDL necessitar de dois técnicos, um que liberta o pilão e outro que faz o registo das medidas obtidas. Além disto, os resultados obtidos podem ser muito variáveis, dependendo da dimensão máxima das partículas e da quantidade e tipo de partículas finas. Alguns autores apontam várias limitações na avaliação das características de deformabilidade a partir de ensaios de penetração, os quais induzem grandes deformações na zona envolvente da ponteira, criando zonas de rotura localizadas (Baldi et al., 1988 *in* Fortunato, 2005).

Efetivamente, a aplicação do PDL permite identificar, pela diminuição do número de pancadas, pontos que apresentem deficiência na compactação e o registo de um aumento brusco do número de pancadas, durante a realização do ensaio, resulta naturalmente da presença de elementos duros e de grande diâmetro (Conde, M.C. et al., 2023).

A determinação das características físicas e mecânicas dos terrenos com recurso ao PDL faz-se, normalmente, de duas formas: i) utilizando correlações diretas entre os resultados do PDL e as características a avaliar; ii) recorrendo a correlações entre os

resultados do PDL e resultados obtidos com outros ensaios, os quais, por sua vez, se relacionam com as características a determinar (Fortunato, 2005).

Após a execução deste ensaio e a inserção dos valores obtidos no boletim do ensaio, o resultado é apresentado num gráfico que apresenta o número de pancadas obtido segundo a profundidade (registada de 10 em 10cm).

Para além de ser um ensaio de fácil execução e robusto, por vezes não é suficiente para um estudo completo de um terreno, de modo que se tem de recorrer a outros métodos para a atribuição de parâmetros geotécnicos e definição de horizontes e zonas geológico-geotécnicas.

De forma a caracterizar a antiga plataforma, e para servir de informação complementar aos ensaios de carga em placa, foram realizados 41 ensaios com o penetrómetro dinâmico ligeiro, assim como os ECP, nos locais dos poços de prospeção. O objetivo da execução destes ensaios é a caracterização da plataforma férrea, quer pela sua análise pelo número de pancadas necessárias para perfurar uns determinados centímetros/ metros, quer pela criação de uma curva carga-assentamento (no caso do ECP).

Em anexo é apresentada uma tabela resumo dos poços realizados, com as respetivas profundidades e horizontes descritos, a localização dos ensaios de carga em placa e dos ensaios recorrendo ao penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL), assim como os respetivos resultados (anexo 7).

Parâmetros avaliados no ensaio com o penetrômetro dinâmico ligeiro

Para estimativa dos parâmetros de deformabilidade e resistência, recorre-se a determinadas metodologias interpretativas, de modo a poder comparar os resultados obtidos com equipamentos diversos e a permitir utilizar correlações estabelecidas com base em determinado equipamento (Vieira de Sousa, 2002).

Da realização de um ensaio de penetração no terreno, seja ele PDL, DPSH, etc., obtém-se em campo o número de pancadas necessárias para penetrar uma certa profundidade no terreno. Deste número de pancadas, e quando se preenche um boletim destes ensaios, é automaticamente associado um valor de q_d e r_d.

A resistência dinâmica de ponta – q_d – obtém-se a partir das equações abaixo, que constam do EC7 - Parte 3: Projeto geotécnico, assistido por ensaios de campo. A

primeira equação permite-nos determinar a resistência de ponta unitária, r_d; a determinação dos valores de q_d faz-se a partir da anterior, tendo em consideração a inércia do equipamento depois do impacto do martelo.

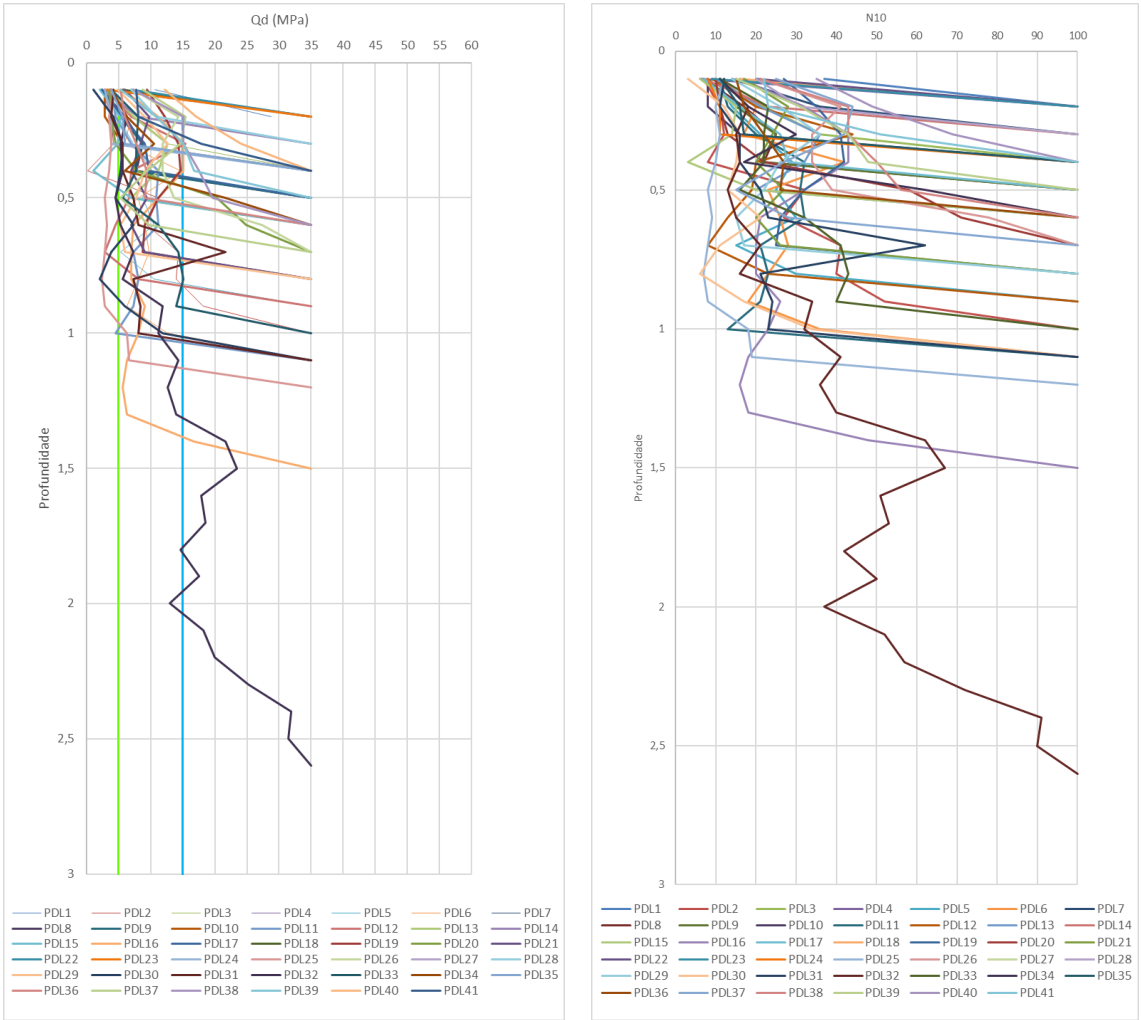
Equação 4 - Cálculo de rd e qd (extraído do Eurocódigo 7 – Parte 3).

$$r_d = \frac{mgh}{A.e} \qquad q_d = r_d \cdot \frac{m}{(m+m')}$$

onde: r_d e q_d – valores de resistência à penetração; m – massa do pilão; m' – massa do conjunto formado pela ponteira, varas e batente (ou vara guia); g – aceleração da gravidade; h – altura de queda; A – área transversal do cone; e – quociente entre o comprimento de penetração unitário e o número de golpes N.

Deste ensaio e correlações, obteve-se os seguintes gráficos (Gráfico 1) de Qd e N_{10}:

Gráfico 1 - Relação Q_d e N_{10} com a profundidade.



Os ensaios deram-se por concluídos após se obter um valor de N_{PDL} igual a 100 pancadas, correspondente a um valor Q_d igual a 35 MPa. Da observação dos gráficos anteriores, conclui-se que os valores da nega foram alcançados entre 0.10 e 1.20m de profundidade, com exceção do penetrómetros PDL 17 e 33, que alcançaram a nega aos 1.5m e 2.6m de profundidade. Já para o gráfico N_{10}-profundidade, verifica-se que os ensaios chegaram todos à nega (100 pancadas), e denota-se uma maior concentração de valores até às 40 pancadas. Percebe-se assim que, perante os gráficos expostos, a nega do ensaio foi obtida entre 0.3m e 1.2m, com exceção dos PDL 17 e 33.

A partir dos valores referidos acima, é possível estimar, quando necessário em obra, as tensões admissíveis para cada 0.1m, a partir da fórmula:

Equação 5 - Cálculo das tensões admisíveis segundo o valor de Qd.

$$Q_d * Q_{adm} * 1000$$

Sendo que o Q_{adm} pode variar entre 0.03 a 0.05, dependendo do material em causa e o fator de segurança que queremos dar.

Normalmente, e em relatórios de estudos geológicos e geotécnicos, quando executados ensaios SPT perto de DPSH, os valores de ambos os ensaios são correlacionados, dado que a massa que é impulsionada para o terreno é, em ambos os ensaios, a mesma. No caso do PDL, essa correlação já não é possível, tendo em conta que a massa impulsionada para os terrenos nos dois ensaios é bastante distinta e reduzida, sendo que no SPT se impulsionam 63.5kg (tal como no DPSH), enquanto que no PDL apenas de impulsionam 10kg. Para além disso, os PDL atingem profundidades muito diminutas, quando comparadas às profundidades em que o SPT se realiza. Desta forma, não é correto fazer correlações destes ensaios.

Para os ensaios PDL, as profundidades atingidas variam entre 0.1m (sendo este o valor mínimo atingido) e 2.6m (valor máximo atingido). Em todos os ensaios atingiram-se as 100 pancadas, onde se registam, progressivamente ao longo do ensaio, valores cada vez mais altos, embora essa variação de valores não seja sempre linear até à nega do ensaio (100 pancadas). Destacam-se os ensaios realizados nos poços P5 e P24 por irem de pancadas muito baixas (6 e 9, respetivamente) a 0.1m de profundidade, e aos 0.2m, 10cm depois, atingirem as 100. Tal comportamento pode ser justificado pela presença de balastro, caso do P5, ou pela passagem de balastro para maciço, como acontece no local P24.

Observa-se ainda, que não há uma variação linear do número de pancadas obtidas perante o aumento da profundidade. Tome-se como exemplo o ensaio PDL efetuado no poço P17: aos 0.1m registaram-se 16 pancadas, e logo após outros 0.10m o número de pancadas sobe para o dobro, tendo-se obtido 32 pancadas. Os valores na ordem dos 32 aos 43, mantêm-se até aos 0.5m, e os 0.6m regista-se uma descida considerável no número de pancadas, passando para as 21 pancadas. Até aos 1.3m tem-se pancadas de 21 a 18, sendo que aos 1.4m elevam-se para as 48, e por fim, aos 1.5m, obtém-se a nega do ensaio (100 pancadas).

Estas variações no número de pancadas refletem variações na composição do terreno de fundação da plataforma. Efetivamente um horizonte de um terreno com pancadas mais elevadas traduz-se num material geológico mais resistente. Neste caso, os valores elevados no início do ensaio em P17, estão associados naturalmente ao balastro que se encontra na via e a fragmentos rochosos; os valores mais reduzidos no meio deste ensaio, estão possivelmente associados a solos arenosos caracterizados nos depósitos de aterro, sendo que na base, voltam os valores elevados, possivelmente associados a maciço xistento. Existem ainda valores "anormalmente" altos no meio de valores mais reduzidos, que podem ser justificados pela presença de fragmentos de rocha do aterro em camadas mais profundas. Estes resultados permitem aferir a grande heterogeneidade do aterro, que afeta os resultados dos ensaios e as condições em obra.

Ao contrário do SPT, os ensaios DP apresentam um registo do número de golpes em profundidade de uma forma contínua, o que permite detetar pequenas incidências litográficas que os métodos descontínuos não permitem (Viana da Fonseca, 1996). Desta forma, e tendo em conta o explicado acima, é possível criar modelos geológico-geotécnicos do terreno, tendo em conta o conhecimento da litologia de profundidade e os valores do número de pancadas registados.

Segundo o EuroCódigo7 (1997-2), os resultados podem ser usados para a determinação de propriedades de resistência e deformação do solo, geralmente em solo mais grosseiro, mas também possível em solo mais fino, a partir de correlações apropriadas (Viana da Fonseca, 1996).

4.4. Ensaios laboratoriais

Ensaios laboratoriais em solos e em rocha

De modo a complementar o estudo geológico-geotécnico, recorreu-se à execução de ensaios laboratoriais permitindo caracterizar e analisar as características mecânicas que o maciço e os solos oferecem.

González de Vallejo, 2002 menciona que a resposta do terreno, depende em primeiro lugar do material ou materiais preexistentes na zona e do tipo de ações que se encontra. Se o terreno é um maciço rochoso essa resposta estará condicionada pela resistência da rocha, pela presença de zonas alteradas, descontinuidades, etc. Porém, se se trata de solos, os materiais fruto da erosão exercida sobre as rochas preexistentes e depositados por ação da água ou do ar, a resposta muda substancialmente.

Os ensaios laboratoriais permitem quantificar as propriedades físicas e mecânicas da matriz rochosa que definem o seu comportamento mecânico: a natureza da rocha, resistência à rotura, deformação a curto e longo prazo, a influência da água no comportamento, comportamento face ao intemperismo, comportamento em função do tempo. Existem ensaios laboratoriais, como corte ou atrito nas descontinuidades, que permitem extrapolar para o comportamento do conjunto matriz-descontinuidades (González de Vallejo, 2002).

Foram executados ensaios laboratoriais em solos e em rocha, sendo que os mesmo apresentam-se descritos a seguir, com indicação das normas utilizadas e apresentação dos resultados obtidos em cada um deles.

4.4.1. Ensaios laboratoriais em solos

Análise granulométrica por peneiração

Matos Fernandes, 1994 define a composição granulométrica, ou análise granulométrica, como a distribuição em percentagem ponderal (isto é, percentagem do peso total) das partículas do solo de acordo com as suas dimensões. Para as partículas de maiores dimensões o método que se usa para a determinação da composição granulométrica é o da peneiração; o solo é obrigado a passar por uma série de peneiros de malha (quadrada) normalizada e cada vez mais apertada. O material retido num determinado peneiro representa a fração do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro,

mas inferior à do peneiro precedente. Esse material é pesado para averiguar que percentagem representa do peso total da amostra.

O ensaio de análise granulométrica é um ensaio de identificação. Para uma análise granulométrica completa utiliza-se a peneiração e sedimentação em conjunto. A análise granulométrica por peneiração é efetuada quando temos partículas de maiores dimensões. Este processo passa pela colocação do solo numa torre de peneiros (Figura 38), com malhas de dimensões distintas, cada vez mais apertadas, e a agitação dos mesmos. Este processo pode ser feito manualmente, ou com o auxílio de um agitador de peneiros, que é o caso mais comum. As partículas do solo ficam retiradas no peneiro onde a dimensão das mesmas é superior. Este ensaio laboratorial, executado no âmbito do presente projeto, seguiu a norma LNEC E-239.



Figura 38 - Peneiros utilizados na análise granulométrica por peneiração; Torre de peneiros no agitador de peneiros para a separação granulométrica.

Os resultados da análise granulométrica são representados em gráficos, como serve de exemplo o gráfico da Figura 39. Nesses gráficos as dimensões das partículas (em milímetros) estão representadas em escala logarítmica. Na parte de baixo do gráfico pode ver-se uma primeira classificação dos solos de acordo com as suas dimensões. Basicamente, os solos, por ordem crescente de dimensões, classificam-se em argilas, siltes, areias e cascalhos (ou seixos). Os siltes, areias e cascalhos podem ainda dividir-se em finos, médios e grossos, ainda de acordo com as respetivas dimensões (Matos Fernandes, 1994).

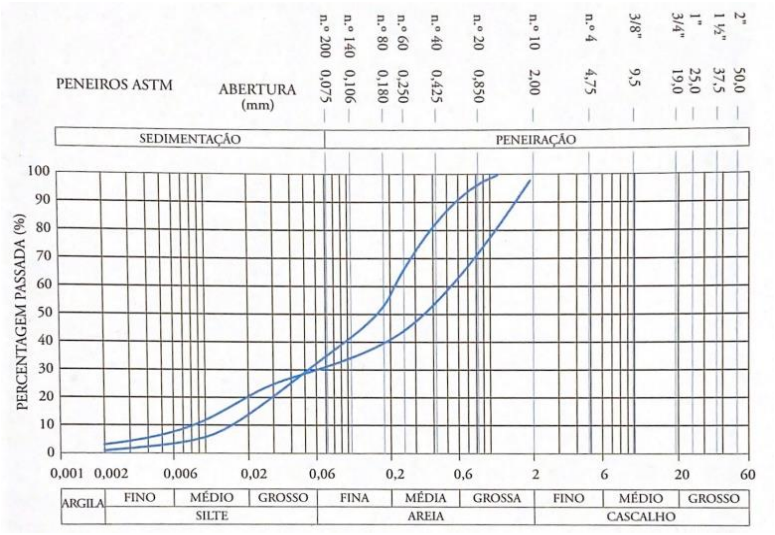


Figura 39 - Exemplo de um gráfico da curva granulométrica dos solos (Matos Fernandes, 2012).

Como se pode constatar, o processo de peneiração apenas serve para a distribuição granulométrica das areias e cascalhos já que a malha do peneiro 200 (0,074 mm) praticamente coincide com a dimensão que separa as areias dos siltes (0,06 mm). Estes e as argilas terão, pois, a sua distribuição granulométrica determinada por sedimentação (Matos Fernandes, 1994).

Existem algumas grandezas que podem ser retiradas do exame da curva granulométrica e que fornecem informações muito úteis sobre o solo. A primeira delas é o chamado "diâmetro efetivo", D_{10}. Um solo com determinado diâmetro efetivo tem 10% de peso em partículas com dimensões inferiores a D_{10}. Uma outra grandeza que se retira da curva granulométrica é o chamado coeficiente de uniformidade, C_u. O coeficiente de uniformidade dá uma ideia da variedade de dimensões que as partículas de um dado solo possuem. É dado pela seguinte expressão (Matos Fernandes, 1994):

Equação 6 - Coeficiente de Uniformidade (Matos Fernandes, 1994).

$$C_u = D_{60}/ D_{10}$$

Quanto maior for C_u, maior será essa variedade; dir-se-á que o solo é "bem graduado". Pelo contrário, um C_u baixo corresponderá a solos de granulometria "pobre" ou "mal graduados" (Matos Fernandes, 1994).

Para este método, contou-se com a realização de 5 análises granulométricas de amostras colhidas dos poços de reconhecimento e 15 análises granulométricas de amostras recolhidas das sondagens geotécnicas dos muros e aterros e obras de arte.

Totalizam-se 20 análises granulométricas, sendo os respetivos resultados expostos na Tabela 19.

Tabela 19 - Resumo dos resultados obtidos nas análises granulométricas.

Amostra	Pk	Nº amostra	Análise granulométrica					
			<0,074mm	<0,250mm	<2 mm	D_{10}	D_{60}	C_u
PAG-S2 (SPT 9,0)	187+590	11145	34,3	54,7	95,6	-	-	-
PIPED-S1 (SPT1,5-3,0)	199+238	11147	48,2	59,1	74,7	-	-	-
SA1 (0,0-1,5)	173+481	11116	25,2	30,3	52,4	-	-	-
SA2 (0,0-1,5)	173+914	11117	9,2	12,3	21,6	0,109	17,403	159,7
SA4 (0,2-3,0)	176+000	11119	44,6	50,6	70,7	-	-	-
SA5 (0,0-4,5)	176+087	11120	28,2	34,8	55,6	-	-	-
SA6 (0,0-0,3)	176+247	11121	11,6	15,7	30,7	0,064	16,693	260,8
SA13 (0,0-3,0)	194+521	11128	11,9	14,8	24,9	0,062	24,222	390,7
SA14 (0,0-0,3)	195+593	11129	14,3	17,2	29,7	-	-	-
SA15 (0,0-3,0)	195+880	11130	24,5	31,8	51	-	-	-
SA16 (0,0-1,5)	196+053	11132	15,5	19,8	38,9	-	-	-
SA17 (0,0-3,0)	196+253	11133	27,6	33,5	50,7	-	-	-
SA18 (0,0-3,0)	198+107	11134	26,5	33,1	48,8	-	-	-
SA19 (0,0-1,5)	198+384	11135	30,3	37,6	55	-	-	-
SA20 (0,0-3,0)	198+578	11137	19,7	25,2	43,1	-	-	-
P7 AM1 (1,0-3,0)	175+459	11094	18,4	24,1	45	-	-	-
P25 AM1 (0,5-3,8)	185+599	11095	27,7	34,4	52,4	-	-	-
P26 AM1 (0,2-1,8)	186+147	11096	15,6	21,2	35,1	-	-	-
P31 AM1(0,2-2,0)	190+070	11097	7,2	11,2	18,3	0,172	26,125	151,9
P37 AM1 (0,2-3,0)	194+524	11098	14,5	19,5	32,9	-	-	-

A distribuição granulométrica das amostras concentra-se essencialmente nas frações 0.074mm, 0.250mm e 2mm. Verifica-se que há um aumento percentual quando analisadas estas classes em cada amostra de solo ensaiada. Por exemplo, para a amostra PAG-S2 temos 34.3% de sedimentos com uma granulometria <0.074mm, 54.7% <0.250mm e 95.6% <2mm. Esta tendência de aumento progressivo é consistente em todas as amostras analisadas, evidenciando a presença de solos com uma distribuição granulométrica ampla.

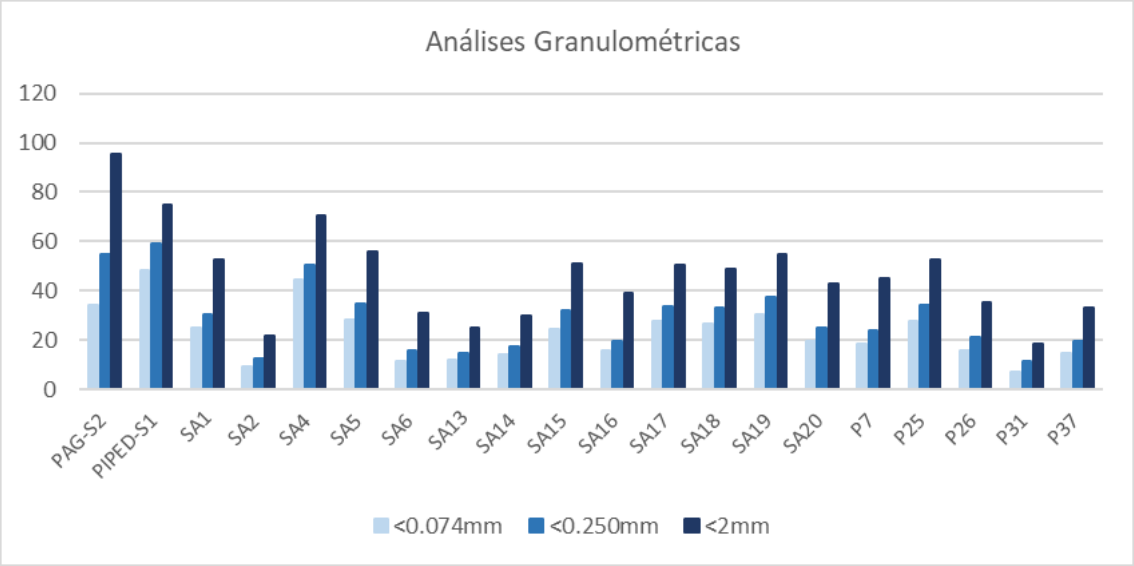
Entre os dados analisados, destaca-se a amostra P31, com os menores valores percentuais em todas as classes, assim como a amostra PIPED-S1, que, pelo contrário apresenta os valores mais altos. É de denotar que, apesar da amostra PIPED-S1 apresentar os valores mais altos, a amostra PAG-S2 na classe <2mm apresenta um valor ainda mais elevado que a amostra PIPED-S1 na mesma classe, representando uma exceção à tendência verificada nas demais classes.

Dos resultados expostos na Tabela 19, percebemos que apenas as amostras SA2, SA6, SA13 e P31 são as únicas que foi possível o cálculo do diâmetro efetivo D_{10}, D_{60} e, pela

divisória do D_{60} pelo D_{10}, obteve-se o valor do coeficiente de uniformidade (C_u). De destacar que as amostras referidas, nas quais foi possível a determinação dos parâmetros já referidos, são as quatro amostras com os valores mais baixos registados. Como referido atrás, quanto maior o C_u, maior é a variabilidade do solo estudado, sendo então um solo bem graduado. Perante as 4 amostras referidas, a amostra SA13 é a que apresenta uma maior variabilidade, sendo um solo bem graduado. Por sua vez, a amostra P31 é uma amostra de solo com pouca variabilidade e mal graduado, contando com o valor mais baixo registado, de 151.9, para o C_u.

O Gráfico 2 mostra a distribuição das granulometrias nas 20 amostras analisadas, tendo elas uma distribuição irregular.

Gráfico 2 - Resultados obtidos nas análises granulométricas.



Observando o Gráfico 2, denota-se sempre uma distribuição crescente entre as classes <0.074mm, <0.250mm e <2mm, para cada amostra, sendo que a amostra com os valores mais baixos é do poço P31, e a amostra com os valores mais altos é a amostra da sondagem PAG-S2, como já referido.

A análise global da distribuição granulométrica das amostras revela um comportamento irregular. Verifica-se que as sondagens realizadas em obras de arte apresentam, de forma consistente, os valores mais elevados. No que respeito às sondagens efetuadas em aterros, observa-se uma distribuição relativamente linear, com exceção das amostras SA4, que evidencia valores mais elevados, e SA2, que regista os valores mais baixos. As sondagens SA6, SA13 e SA14 também se enquadram nos intervalos de valores inferiores.

De acordo com a classificação granulométrica dos solos, já apresentada na base da Figura 39 e descrita e sintetizada na Figura 40, podemos organizar os resultados como apresentado na Tabela 20, podendo dividir os materiais nas dimensões de areias e cascalhos/ seixos.

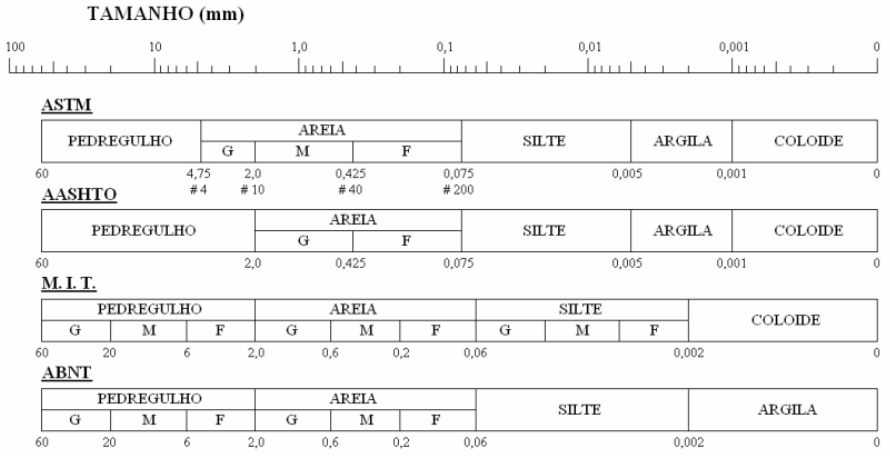


Figura 40 - Escalas granulométricas adotadas pela A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT (extraído de Notas de Aula - Mecânica dos Solos: Unidade 3 – Granulometria dos solos).

Tabela 20 - Percentagem de areia e cascalho/seixo segundo a classificação ASTM.

Amostra	Classificação ASTM	
	Areia	Cascalho/seixo
	%0,075 - 4,75 (mm)	%4,75 - 60 (mm)
PAG-S2	65,48	0,26
PIPED-S1	33,24	18,56
SA1	35,86	38,99
SA2	29,94	60,86
SA4	35,52	19,88
SA5	39,12	32,63
SA6	27,67	60,76
SA13	19,11	69,01
SA14	22,91	62,82
SA15	35,38	40,15
SA16	33,06	51,43
SA17	31,24	41,17
SA18	31,12	42,37
SA19	32,44	37,27
SA20	33,61	46,64
P7	38,85	42,79
P25	35,68	39,96
P26	36,54	47,83
P31	16,11	76,68
P37	29,33	52,77

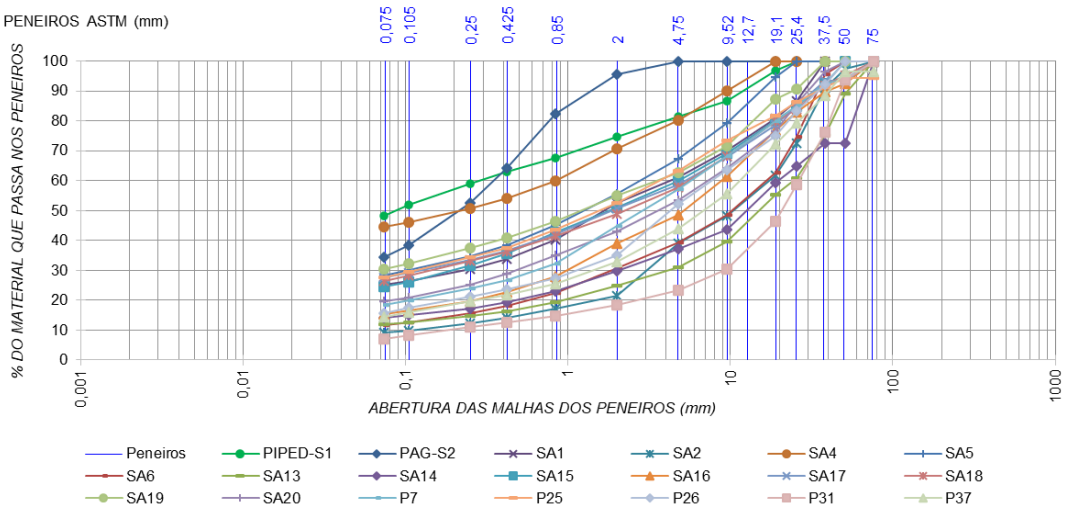
Nota: A norma ASTM (Figura 40) indica que a dimensão de cascalhos/ seixos está englobada entre os 4.75mm e os 60mm. Porém, e de acordo com os ensaios executados, o último peneiro utilizado tem uma abertura de 76.1mm, sendo que se consideraram as percentagens até esta abertura.

Perante os resultados obtidos podemos afirmar que:

- A percentagem de areia nas amostras analisadas varia entre 16.11% e 65.48%, registando-se o valor mais baixo em P31 e o valor mais alto em PAG-S2;
- A percentagem de cascalho/ seixo varia entre 0.26% e 76.68%. O valor mínimo foi observado em PAG-S2, enquanto que o valor mais elevado foi registado em P31. A classe dos cascalhos/ seixos mostra um intervalo muito mais significativo e abrangente, comparativamente à classe das areias.

Seguidamente encontra-se um gráfico logarítmico (Gráfico 3) com as curvas granulométricas dos resultados das 20 amostras ensaiadas.

Gráfico 3 - Gráfico logarítmico das curvas granulométricas das 20 amostras ensaiadas.



As amostras, em geral, são constituídas essencialmente por areias e cascalhos/ seixos, com uma distribuição crescente, como se verifica pelas curvas granulométricas obtidas. A curva granulométrica da amostra PAG-S2 é a que se destaca no gráfico acima, evidenciando uma maior percentagem de areias, do que efetivamente de cascalhos/seixos, como mostra os resultados da Tabela 20. Não tão destacadas como a curva granulométrica de PAG-S2, mostram-se as curvas granulométricas das amostras PIPED-S1 e SA4, que não coincidem no seu formato de curva granulométrica comparativamente às restantes, dado pela maior percentagem de areias do que cascalhos/seixos.

Limites de Atterberg (ou de consistência)

Este ensaio permite determinar o limite de liquidez (LL) e o Limite de plasticidade (LP), através do teor em água presente na amostra. Esta diferença é calculada através da diferença do peso da amostra do solo antes e depois de secá-lo. A diferença entre o LP e o LL dá-nos o índice de plasticidade (IP). Para a execução deste ensaio foi tida em conta a norma NP 143.

Tome-se uma pasta de solo fino misturada homogeneamente com água. Para valores muito elevados do teor em água (w) a mistura água-solo comporta-se como um líquido, isto é, toma a forma do recipiente em que for introduzida. Reduzindo de forma homogénea e progressiva o teor em água, a partir de certo ponto a pasta passa a ter um comportamento moldável, isto é, conserva a forma que lhe for conferida por qualquer processo. Prosseguindo na redução de w, a partir de certo valor desta grandeza o comportamento do solo passará a ser friável, ou seja, separa-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo. Se a redução da água presente no solo continuar, ela a partir de certo ponto deixa de acarretar uma redução do volume da amostra (ou da porosidade) passando a secagem a fazer-se a volume constante (Matos Fernandes, 1994).

Os três valores do teor em água que balizam ou limitam as quatro zonas de diferentes comportamentos são, respetivamente, o limite de liquidez, w_L, o limite de plasticidade, w_P e o limite de contração, wc (a este limite também se chama, por vezes, limite de retração) (Figura 41). A diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade (os dois limites que mais se utilizam e que mais informações úteis fornecem acerca do comportamento do solo) designa-se por índice de plasticidade (Matos Fernandes, 1994):

Equação 7 - Índice de plasticidade (Matos Fernandes, 1994).

$$IP=W_L-W_P$$

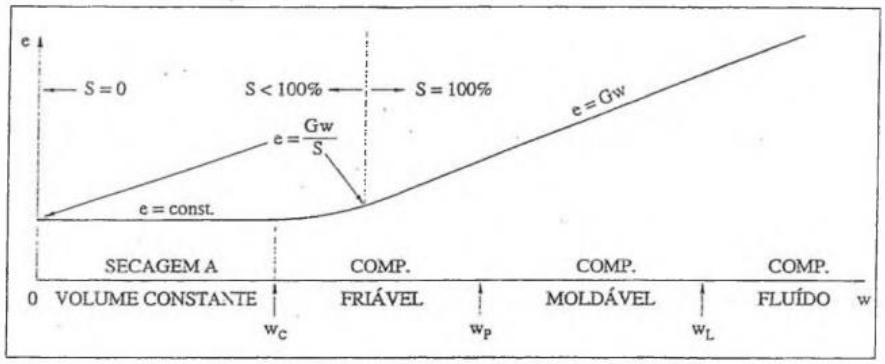


Figura 41 - Definição dos limites de consistência ou de Atterberg (Matos Fernandes, 1994).

O limite de plasticidade determina-se amassando o solo seco com pouca água e formando elipsoides, enrolando-os com a palma da mão sobre uma superfície lisa, até chegar a um diâmetro de uns 3mm e uma longitude de 25-30mm. O limite de liquidez determina-se amassando bem o solo seco (previamente desagregado) com bastante água, sendo a massa estendida sobre um molde denominado Concha de Casagrande (Figura 42). Abre-se, no centro da massa estendida, um sulco, formando um canal. O molde coloca-se sobre uma base e são dados golpes controlados. O limite de liquidez é a humidade da amostra quando ao dar 25 golpes de fecha o canal de 12mm (Vallejo, 2002).



Figura 42 - Determinação do Limite de Plasticidade e Liquidez.

Deste tipo de ensaios laboratoriais não é correto estar a enumerar vantagens e desvantagens da sua execução, dado que cada ensaio tem o seu propósito e objetivo. De facto, da determinação dos limites de consistência apenas se pode referir a subjetividade e dependência do resultado do manobrador.

Para determinar os limites de Atterberg, utilizou-se material de 5 poços e 15 materiais de sondagens (de muros, aterros e obras de arte), sendo que os resultados apresentam-se na Tabela 21.

Tabela 21 - Resultados da determinação dos limites de consistência.

Amostra	Pk	Nº amostra	Limites de Consistência		
			LL (%)	LP (%)	IP (%)
PAG-S2 (SPT 9,0)	187+590	11145	30	14	16
PIPED-S1 (SPT1,5-3,0)	199+238	11147	25	15	10
SA1 (0,0-1,5)	173+481	11116	28	18	10
SA2 (0,0-1,5)	173+914	11117	24	14	10
SA4 (0,2-3,0)	176+000	11119	39	18	21
SA5 (0,0-4,5)	176+087	11120	30	13	17
SA6 (0,0-0,3)	176+247	11121	29	15	14
SA13 (0,0-3,0)	194+521	11128	28	20	8
SA14 (0,0-0,3)	195+593	11129	29	16	13
SA15 (0,0-3,0)	195+880	11130	29	18	11
SA16 (0,0-1,5)	196+053	11132	28	19	9
SA17 (0,0-3,0)	196+253	11133	30	16	14
SA18 (0,0-3,0)	198+107	11134	28	16	12
SA19 (0,0-1,5)	198+384	11135	30	21	9
SA20 (0,0-0,3)	198+578	11137	26	17	9
P7 AM1 (1,0-3,0)	175+459	11094	25	16	9
P25 AM1 (0,5-3,8)	185+599	11095	32	18	14
P26 AM1 (0,2-1,8)	186+147	11096	23	12	11
P31 AM1(0,2-2,0)	190+070	11097	20	14	6
P37 AM1 (0,2-3,0)	194+524	11098	27	19	8

Observando a tabela dos resultados, percebemos que o valor mais alto registado no limite de liquidez foi de 39% na amostra SA4, e o valor mais baixo registado foi de 20% na P31. Por sua vez, no limite de plasticidade, a amostra com valor mais baixo é a amostra P26, com 12%, e o valor mais alto foi de 21% na SA19.

A topo da tabela temos os resultados referentes a duas sondagens em obras de arte. Destas, consta-se que a sondagem PAG-S2 apresenta uma percentagem mais elevada para o limite de liquidez, e, pelo contrário a sondagem PIPED-S1 apresenta um valor mais elevado para o limite de plasticidade que a PAG-S2, porém diferindo apenas em 1%.

Em geral, os valores dos limites de liquidez, registam-se muito próximos dos 30, anotando-se o valor mais elevado em SA4, e o mais baixo em SA2, sendo sempre percentagens superiores ao teor em água natural. Para os limites de plasticidade, os valores rondam os 17/ 18%, com o valor mais elevado em SA19, e o mais baixo em SA5. Perante estes resultados podemos prever uma componente argilosa nos solos, dados os valores do índice de plasticidade obtidos.

Índices de plasticidade mais elevados, estão normalmente associados a um maior teor de argila na composição do solo, sendo a amostra SA4 um notável exemplo desta tendência. A presença de argila nos solos deve ser cuidadosamente considerada em

projetos de engenharia, dado que afetam o comportamento dos solos em obra. Em particular, a expansibilidade das argilas é um tópico negativo e representa uma limitação potencial, podendo condicionar a aplicabilidade de certos solos e exigir soluções de reforço ou estabilização adequadas.

Teor em água natural

Como se sabe e como refere Matos Fernandes, 1994, os solos são materiais polifásicos, isto é, são constituídos em geral por três fases, as partículas sólidas, a água e o ar. A água e o ar preenchem os chamados vazios ou poros do solo. Quando os vazios estão totalmente preenchidos por água, não existe, obviamente, fase gasosa, e o solo diz-se saturado (Figura 43).

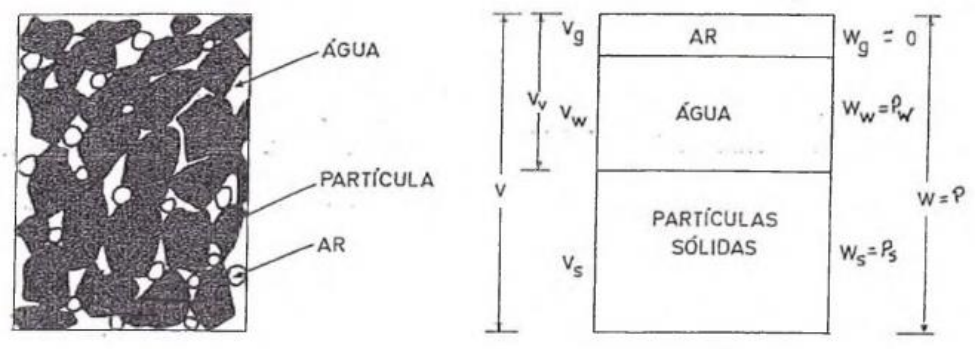


Figura 43 - As três fases dos solos (Matos Fernandes, 1994).

Na prática, quando se pretende caracterizar um dado solo, determina-se experimentalmente as seguintes grandezas (Matos Fernandes, 1994): Teor em água, Peso volúmico, Peso volúmico das partículas.

O teor em água é dado pela seguinte expressão:

Equação 8 - Teor em água (Matos Fernandes, 1994).

$$W = (Ww / Ws) \times 100$$

Onde:

• Ww é o peso volúmica da água, sendo uma constante (9.81 kN/m^3);

• Ws é o peso da fase sólida, ou seja, o peso das partículas de solo.

O resultado é apresentado em percentagem (Matos Fernandes, 1994).

O ensaio foi elaborado em 5 amostras de material provindo de poços de reconhecimento e em material de 15 sondagens (em material SPT), seguindo a Norma NP 84. Os resultados da determinação do teor em água são apresentados a seguir (Tabela 22).

Tabela 22 - Resultados das determinações dos teores em água.

Amostra	Pk	Nº amostra	Teor em água (%)
PAG-S2 (SPT 9,0)	187+590	11145	9,7
PIPED-S1 (SPT1,5-3,0)	199+238	11147	9,3
SA1 (0,0-1,5)	173+481	11116	7,4
SA2 (0,0-1,5)	173+914	11117	8,3
SA4 (0,2-3,0)	176+000	11119	8,4
SA5 (0,0-4,5)	176+087	11120	9
SA6 (0,0-0,3)	176+247	11121	5,1
SA13 (0,0-3,0)	194+521	11128	9,3
SA14 (0,0-0,3)	195+593	11129	6,5
SA15 (0,0-3,0)	195+880	11130	4,6
SA16 (0,0-1,5)	196+053	11132	5,4
SA17 (0,0-3,0)	196+253	11133	8,4
SA18 (0,0-3,0)	198+107	11134	6,5
SA19 (0,0-1,5)	198+384	11135	14,2
SA20 (0,0-0,3)	198+578	11137	2,5
P7 AM1 (1,0-3,0)	175+459	11094	5,9
P25 AM1 (0,5-3,8)	185+599	11095	7,6
P26 AM1 (0,2-1,8)	186+147	11096	7,5
P31 AM1(0,2-2,0)	190+070	11097	15,7
P37 AM1 (0,2-3,0)	194+524	11098	14,4

Como observado pela tabela resumo apresentada, os teores em água rondam os 2.5% e os 15.7%. Para as amostras das sondagens em obras de arte (PAG-S2 e PIPED-S1), os valores são muito próximos (9.7 e 9.3%, respetivamente). Já para os resultados dos teores em água em sondagens de aterros, temos valores entre 2.5% (em SA20) e 14.2% (em SA19), sendo valores com alguma discrepância. Por fim, e para os materiais dos poços, os valores rondam os 5.9% (P7) e 15.7% (P31), apresentando também alguma disparidade entre valores.

A análise granulométrica, a determinação dos limites de consistência, juntamente com o teor em água natural, são os parâmetros de entrada das várias classificações de solos, e permitem, em conjunto, classificar um solo pela sua composição.

Classificação dos solos

Reunindo estes parâmetros de entrada para a classificação do material, é possível associá-lo e atribuir uma classificação dos solos ao respetivo solo. Neste caso, determinaram-se as classificações ASTM D 2487-93 e AASHTO.

Segundo Wolff, T.F., 2003, existem duas classificações no uso comum para propósitos de engenharia. A classificação unificada dos solos (ASTM D 2487-93) é usada para todos os trabalhos de engenharia geotécnica, exceto para construções de estradas, onde a classificação AASHTO (AASHTO M 145-87) é usado. Ambos os sistemas usam os resultados das análises granulométricas e as determinações dos limites de Atterberg para determinar a classificação dos solos. Os componentes dos solos podem ser descritos como gravilha, areia, silte ou argila. Um solo que compreende um ou mais destes componentes é dado um nome descritivo e uma designação consistindo em letras ou letras e número, que dependem da proporção relativa dos componentes e nas características plásticas do solo.

O Sistema de classificação unificada dos solos é baseado na Sistema de classificação aédromodo desenvolvido por A. Casagrande durante a 2ª Guerra Mundial. Com algumas modificações foi adotado por diversas agências governamentais dos U.S. em 1952. Refinamentos adicionais foram feitos e é standerizado como ASTM D 2487-93. Foi usado nos U.S. e em muitos locais do mundo para trabalho geotécnico, para além de estradas e rodovias (Wolff, T.F., 2003).

Os dois sistemas utilizados neste estudo foram o ASTM D 2487-93 e AASHTO, descritos a seguir.

- **Sistema de classificação ASTM**

Wolff, T.F., 2003 refere que no sistema unificado dos solos, os solos são designados por um símbolo de duas letras: o primeiro identifica o componente primário do solo, e o segundo descreve a sua distribuição granulométrica (tamanho dos grãos) ou as características plásticas. Por exemplo, uma areia pobremente graduada (poorly graded sand) é designado SP e uma argila plástica (plasticity clay) é CL. São usadas cinco símbolos como primeiras letras: G, para cascalho (gravel), S para areia (sand), M para silte (silt), C para argila (clay) e O para solo orgânico (organic soil) (Figura 44).

Criteria for Assigning Group Symbol and Group Name Using Laboratory TestsA				Soil Classification Symbol B of the Group	Group Name
COARSE GRADE SOILS More than 50% is retained in mesh No. 200	Gravels More than 50% of the coarse fraction is retained in the mesh No.4	Clean Gravels Less than 5% finesC	Cu ≥ 4 and 1 ≤ Cc ≤ 3E	GW	Well-graded gravelF
			Cu < 4 and/or 1 > Cc > 3E	GP	Poorly graded gravelF
		Gravels with Fines More than 12% of finesC	Fines classified as ML or MH	GM	Silty gravelF,G,H
			Fines classified as CL or CH	GC	Clay gravelF,G,H
	Sands 50% or more of the coarse fraction passes the No. 4 mesh	Clean Sands Less than 5% finesD	Cu ≥ 4 and 1 ≤ Cc ≤ 3E	SW	Well-groomed sand
			Cu < 4 and/or 1 > Cc > 3E	SP	Poorly maintained sand
		Sands with Fines More than 12% of fines	Fines classified as ML or MH	YE	Silty sandF,G,H
			Fines classified as CL or CH	SC	Clayey sandF,G,H
FINE GRADE SOILS 50% or more passes mesh No. 200	Clays and Silts Liquid limit less than 50	Inorganic	IP > 7 and points on or above the "A" lineJ	CL	Lean clayK,L,M
			IP < 4 or points below the "A"J line	ML	LimoK,L,M
		Organic	Liquid limit - oven drying / Liquid limit - not dried <0.75	OL	Organic clayK,L,M,N Organic siltK,L,M,O
	Clays and Silts Liquid limit of 50 or more	Inorganic	IP points on or above the "A" line	CH	Coarse clayK,L,M
			IP points below the "A" line	MH	Elastic siltK,L,M
		Organic	Liquid limit - oven drying / Liquid limit - not dried <0.75	OH	Organic clayK,L,M,P Organic siltK,L,M,Q
HIGHLY ORGANIC SOILS	Mostly organic matter, black in color, and organic smell			PT	Peat

A Based on material passing 3" (75 mm) mesh.

B If the field sample contains material between 3" and 12" or greater than 12", or both, add "with material between 3" and 12" or greater than 12", or both" to the group name.

C Gravels with 5 to 12% fines require double symbol:
GW-GM well-graded gravel with silt
GW-GC gravel well graded with clay
GP-GM gravel poorly graded with silt
GP-GC gravel poorly graded with clay

D Sands with 5 to 12% fines require double symbol: SW-SM well-graded sand with silt
SW-SC well-graded sand with clay SP-SM poorly graded sand with silt SP-SC poorly graded sand with clay

E $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

F If the sand content is ≥ 15%, add "with sand" to the group name.

G If the classification of the fines is CL-ML, use double symbol GC-GM, or SC-SM.

H If the fines are organic, add "with organic fines" to the group name.

I If gravel content is ≥ 15%, add "with gravel" to the group name.

J If the point, from the Atterberg limits, falls in the shaded area, the soil is a CL-ML, silty clay.

K If the soil exceeds 15 to 29% of the No. 200 mesh, add "with sand" or "with gravel", depending on what predominates.

L If the soil passing the No.200 sieve is ≥ 30%, and is predominantly sand, add "sandy" to the name of the soil.

M If the soil passing the No. 200 sieve is ≥ 30%, and is predominantly gravel, add "gravelly" to the group name.

N IP ≥ 4 and points on or above line "A"

O,P IP < 4 or points below line "A" P IP points on or above line "A"

Q IP points below the "A" line

Figura 44 - Classificação dos solos (ASTM D 2487-93) (ASTM Designation: D 2487-93).

— **Sistema de classificação AASHTO**

O Sistema AASHTO classifica os solos em sete grupos primários, de A-1 a A-7, baseados na sua qualidade relativa expectada para aterros, sub-leitos, sub-bases e bases. Alguns dos grupos são divididos em subgrupos, como A-1-a e A-1-b. Para além disso, um índice de grupo pode ser calculado para uma quantidade de solo com associação expectada com um grupo. Para determinar uma classificação de solos no Sistema AASHTO, primeiramente determina-se as proporções relativas de cascalho, areia grosseira, areia fina e argila siltosa. Seguidamente, e se existirem alguns finos presentes, são determinados os limites de Atterberg e o índice de plasticidade é calculado (Wolff, T.F., 2003) (Figura 45).

CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Tipos de solos	Materiais granulares [35 % ou menos passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM]							Materiais silto-argilosos [mais de 35 % passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM]			
Grupos e subgrupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Granolometria — % passando nos peneiros ASTM:											
2,00 mm (n.º 10)	50 máx	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0,420 mm (n.º 40)	30 máx	50 máx	51 mín	–	–	–	–	–	–	–	–
0,074 mm (n.º 200)	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Características da fracção passando no peneiro de 0,420 mm (n.º 40) ASTM:											
Limite de liquidez	–		–	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín (1)
Índice de plasticidade	6 máx		não plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín (1)
Índice de grupo (2)	0		0	0		4 máx		8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Tipos usuais dos constituintes significativos dos materiais	calhau, seixo e areia		areia fina	seixo e areia siltosos ou argilosos				solos siltosos		solos argilosos	
Comportamento na camada sob o pavimento	excelente a bom					regular a muito mau					

(1) O índice de plasticidade do subgrupo A-7-5 é igual ou menor que o limite de liquidez menos 30.
O índice de plasticidade do subgrupo A-7-6 é maior que o limite de liquidez menos 30.
(2) O índice de grupo indica-se entre parêntesis depois do símbolo do grupo ou subgrupo. Exemplos: A-3 (0); A-2-7 (3); A-7-5 (18).

Figura 45 - Classificação dos solos (Classificação para fins rodoviários, E240-1970).

Os Gráficos 4 e 5 apresentam as classificações de solos obtidas.

Gráfico 4 - Quantidades relativas obtidas perante a classificação AASHTO.

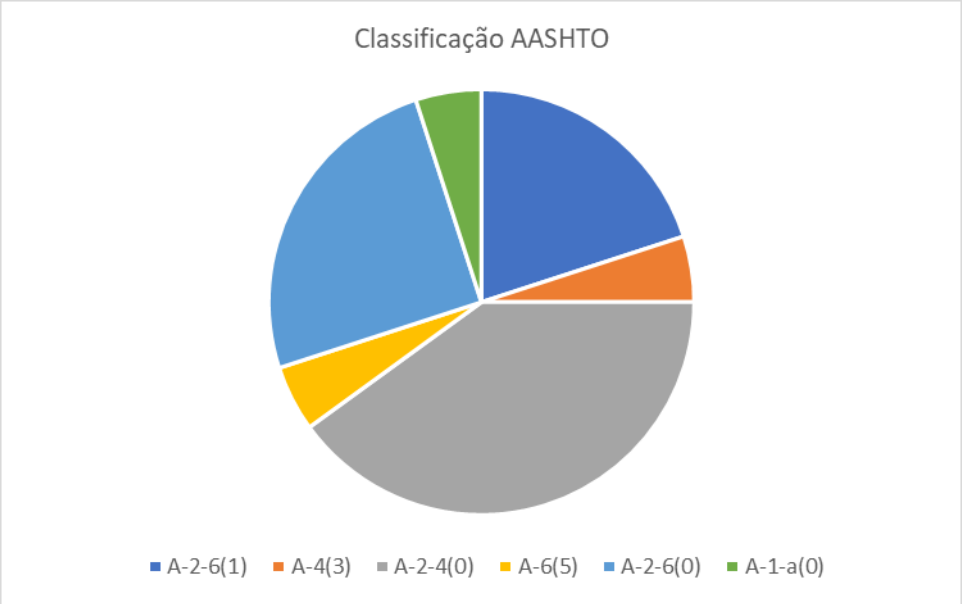
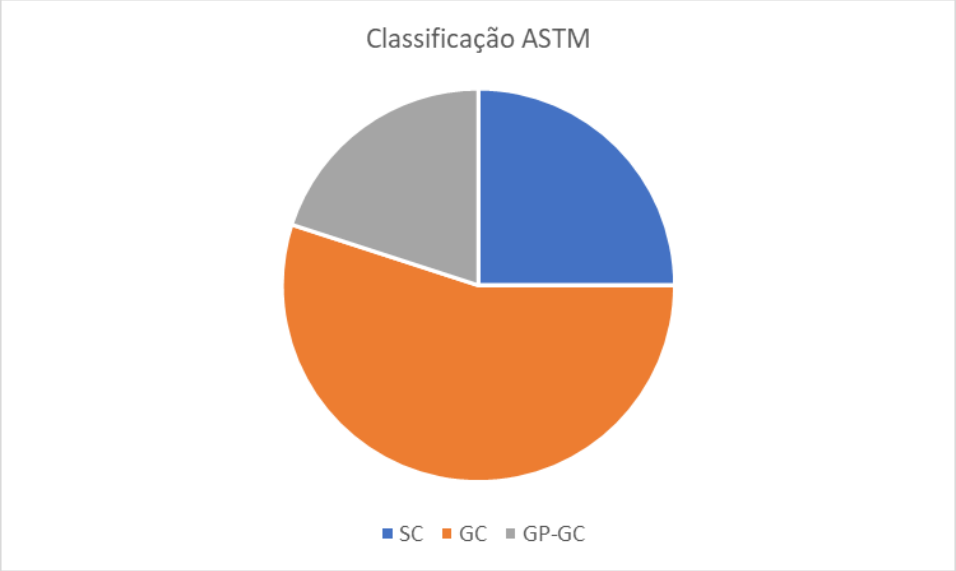


Gráfico 5 - Quantidades relativas obtidas perante a classificação ASTM.



Dos gráficos apresentados, e dado os resultados dos ensaios laboratoriais acima expostos, obtemos as seguintes classificações:

Os solos das sondagens em aterros, para a classificação ASTM, variam entre GC, SC e GP-GC, sendo que o mesmo acontece nas amostras dos poços ensaiados. Estes solos, segundo a Figura 43, são solos com mais de 50% do material retido no peneiro nº200, sendo eles, respetivamente:

- GC: cascalho argiloso – seixos com argila e misturas seixo-areia-argila, mal graduadas;
- SC: areia argilosa – areias argilosas e misturas de areia e argila, mal graduadas;
- GP-GC: cascalho mal graduado – cascalho argiloso (seixos e misturas de areia e seixo, mal graduados, com poucos ou nenhuns finos; seixos com argila e misturas seixo-areia-argila, mal graduadas).

Segundo a classificação AASHTO, obteve-se as seguintes designações (Classificação para fins rodoviários, E240-1970):

- A-2-6(1): Materiais granulares (35% ou menos de partículas passadas no peneiro 0.074mm) - solos siltosos ou arenosos e areia;
- A-2-4(0): Materiais granulares (35% ou menos de partículas passadas no peneiro 0.074mm) - solos siltosos ou arenosos e areia;
- A-2-6(0): Materiais granulares (35% ou menos de partículas passadas no peneiro 0.074mm) – solos siltosos ou arenosos e areia;

- A-1-a(0): Materiais granulares (35% ou menos a passar no peneiro 0.075mm) – é predominantemente constituído por calhau ou seixo, com ou sem material aglutinante bem graduado.
- A-4(3): Materiais silto-argilosos (mais de 35% a passar no peneiro 0.075mm) – solos siltosos;
- A-6(5): Materiais silto-argilosos (mais de 35% a passar no peneiro 0.075mm) – solos argilosos.

De acordo com as classificações obtidas, o comportamento na camada sob o pavimento rege-se entre A-2-6 e A-4 e A-6, são classificados como um comportamento regular a mau, enquanto que as restantes classificações obtidas (A-2-4 e A-1) determinam um comportamento excelente a bom. Esta discrepância de comportamento deve-se, naturalmente, à natureza heterogénea dos materiais.

Ensaio Proctor Modificado

O ensaio proctor normal utiliza-se para determinar a densidade/ baridade seca máxima de um solo e a humidade ótima para a qual se alcança esta densidade. É usado um molde de 1 litro que é preenchido com três camadas de material a ensaiar, e compacta-se golpeando um determinado número de vezes com uma massa que aplica sempre a mesma energia. Para realizar o ensaio preparam-se várias amostras que, depois de secas, se humedecem com diferentes teores em humidade. Após o ensaio é calculada a massa volúmica seca ou peso específico seco máximo de cada amostra; com 5 ou 6 determinações pode definir-se uma curva densidade seca-humidade, obtendo-se o valor máximo que representa as condições ótimas de compactação (massa volúmica seca máxima e humidade ótima) (González de Vallejo, 2002) (Figura 46).

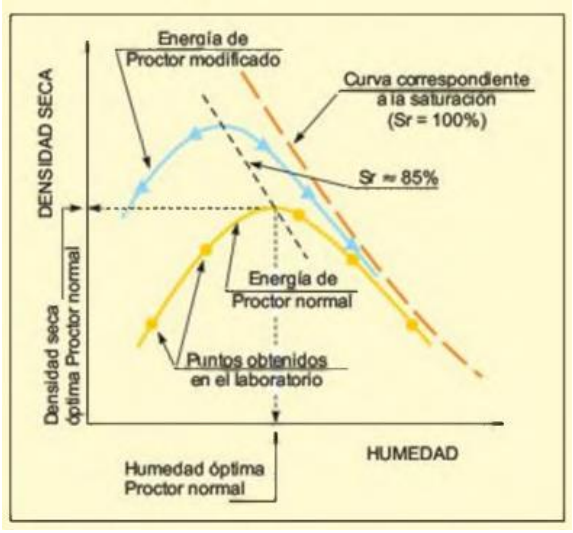


Figura 46 - Curvas obtidas em ensaios de compactação com energia constante (González de Vallejo, 2002).

O ensaio proctor modificado é semelhante ao descrito anteriormente, no entanto utiliza-se uma energia de compactação mais alta e apenas se ensaia o material de granulometria inferior a 20mm. O resultado é similar ao do proctor normal, mas como a

energia de compactação é maior, obtém-se uma maior densidade seca e uma menor humidade (González de Vallejo, 2002).

Já Matos Fernandes, 1994 menciona que a determinação do teor em água ótimo de um dado solo é realizada em laboratório por meio de diversos ensaios, sendo os mais conhecidos e aplicados os chamados ensaios de Proctor, engenheiro americano que os introduziu nos anos 30. Esses ensaios, estão normalizados e consistem, basicamente, em compactar uma amostra de solo num molde cilíndrico em várias camadas; cada camada é compactada com determinado número de golpes com um pilão de peso normalizado e caindo de altura também normalizada: os ensaios são realizados com dois tipos de moldes (pequeno ou grande), consoante a granulometria do solo, e com dois valores da energia específica de compactação. O ensaio no qual é empregue a energia de compactação mais baixa designa-se por Proctor Normal (ou leve) e o outro por Proctor Modificado (ou pesado) (Figura 47).

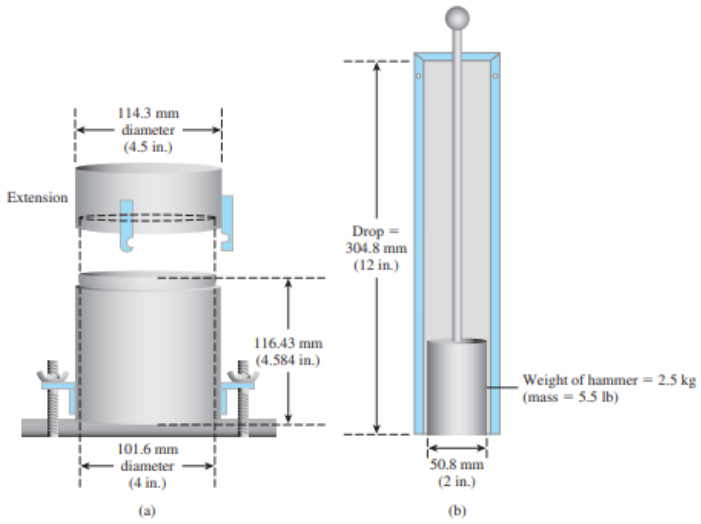


Figura 47 - Molde (a) e martelo (b) do equipamento do ensaio proctor (Braja M. D., 2010).

A energia específica de compactação destes ensaios pode ser calculada pela expressão:

Equação 9 - Energia específica de compactação para o ensaio Proctor (Matos Fernandes, 1994).

$$Ec = Phnc / V$$

em que P é o peso do pilão, h a sua altura de queda, n o número de pancadas por camada de solo e c o número de camadas; V é o volume do molde cilíndrico; E - vale cerca de 60 e 265 N.cm/cm^3 para os ensaios Normal e Modificado, respetivamente (Matos Fernandes, 1994).

O ensaio proctor modificado foi realizado em 5 amostras, sendo todas elas amostras retiradas de poços de reconhecimento, regidos pela norma E 197-1966. Seguidamente apresentam-se os resultados (Tabela 23).

Tabela 23 - Resumo dos resultados do ensaio Proctor.

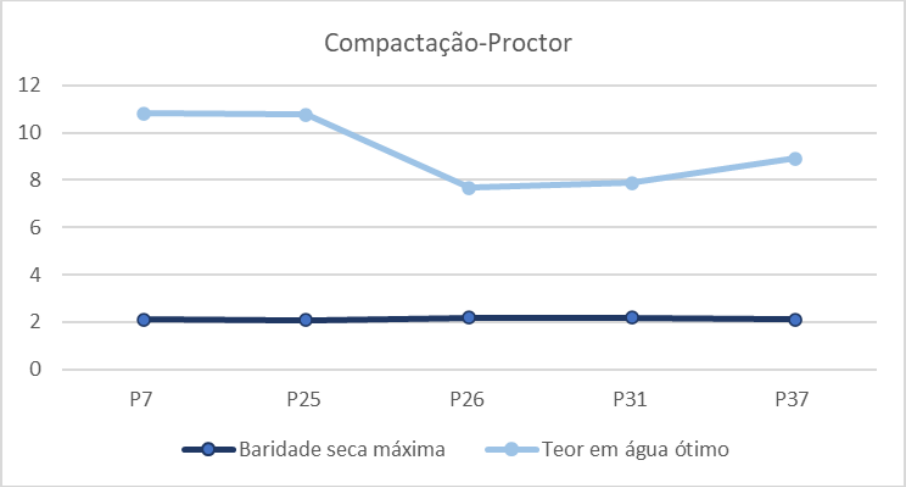
Amostra	Pk	Nº amostra	Teor em água (%)	Ensaio de compactação			Classificações	
				Tipo	γdm (g/ cm^3)	w (%)	ASTM	AASHTO
P7	175+459	11094	5,9	CPMG	2,11	8,7	GC	A-2-4(0)
P25	185+599	11095	7,6	CPMG	2,08	8,7	SC	A-2-6(1)
P26	186+147	11096	7,5	CPMG	2,18	5,5	GC	A-2-6(0)
P31	190+070	11097	15,7	CPMG	2,18	5,7	GP-GC	A-1-a(0)
P37	194+524	11098	14,4	CPMG	2,1	6,8	GC	A-2-4(0)

De acordo com a Tabela 23, referente aos resultados dos ensaios proctor, observa-se que todos os ensaios realizados correspondem ao tipo "Compactação pesada em molde grande". Os valores obtidos para a baridade seca máxima apresentam pouca variação, situando-se entre os 2.08 g/cm^3 (na amostra P25) e os 2.18 g/cm^3 (nas amostras P26 e P31). No que diz respeito ao teor em água ótimo, temos valores entre 5.5%, na amostra P26, e 8.7% nas amostras P7 e P25.

Verifica-se uma tendência de proporcionalidade inversa entre a baridade seca máxima e o teor em água ótimo: quanto maior a baridade seca máxima, menor tende a ser o teor em água ótimo correspondente. Este comportamento é claramente evidenciado pelas amostras P26 e P27 e é confirmado pela análise gráfica apresentado no Gráfico 6. Tal relação indica que os solos ensaiados requerem um teor relativamente reduzido de humidade para atingirem a sua compactação máxima.

Este comportamento pode ser explicado pelas características dos solos em questão, predominantemente cascalhentos, conforme aponta a classificação granulométrica segundo a norma ASTM. Efetivamente, a baridade seca máxima é influenciada pelas características intrínsecas do solo, tal como a granulometria e o arranjo das partículas. Desta forma, é característico de solos com granulometria extensa, como os estudados, depois de compactados, obter densidades elevadas para um teor ótimo relativamente reduzido.

Gráfico 6 - Resumo dos resultados dos ensaios proctor.



Analisando os valores obtidos neste ensaio, podemos ainda comparar a Tabela 23 à Tabela 22, nos valores do teor em água natural e no teor ótimo de água. Percebe-se que para os valores mais altos de teor em água natural, não correspondem os valores mais altos de teor ótimo de água para o ensaio de compactação.

Ensaio CBR

Os ensaios mais utlizados no estudo dos solos para construção de aterros são os de compactação proctor normal, proctor modificado (descrito acima), Harvard e CBR. O ensaio CBR (California Bearing Ratio) utiliza-se para avaliar a capacidade dos solos em aterros e camadas de base ou sub-base em pavimentos. O ensaio consiste em compactar as amostras em moldes normalizados, submergir em água e perfurar a amostra com um pistão normalizado (Figura 48). Os resultados apresentam-se em curvas de densidade seca - índice CBR. Este índice indica a percentagem de pressão exercida pelo pistão sobre o solo, para uma determinada penetração, em relação à pressão correspondente para a mesma penetração na amostra tipo (González de Vallejo, 2002).

A execução do ensaio CBR foi realizada em 5 amostras, de material provindo de poços de reconhecimento, segundo a norma LNEC E-198.



Figura 48 - Moldes submergidos em água para a execução para a determinação do CBR; Execução do ensaio CBR, com a obtenção dos gráficos dos respetivos resultados.

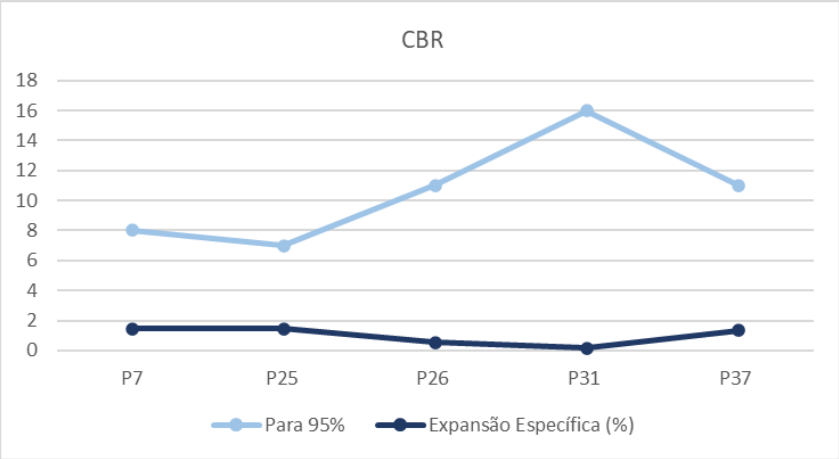
De acordo com os resultados apresentados na Tabela 24 e no Gráfico 7 percebemos, tal como para os resultados do proctor, as variáveis são de novo, inversamente proporcionais: quando temos um valor elevado de expansão específica, o valor da expansão para $CBR_{95\%}$ vai ser reduzido, e vice-versa.

O ensaio CBR é efetuado para simular as piores condições possíveis que um terreno pode oferecer, sendo que para 95% de compactação, o poço P7, por exemplo, apresenta uma capacidade de carga de 8%. O valor mais baixo de capacidade de carga é de 7% para o poço P25, e o valor mais elevado é de 16% no poço P31.

Tabela 24 - Resumo dos resultados da determinação do CBR.

Amostra	Pk	Teor em água (%)	Nº amostra	CBR		Classificações	
				CBR95%	Expansão específica (%)	ASTM	AASHTO
P7	175+459	5,9	11094	8	1,45	GC	A-2-4(0)
P25	185+599	7,6	11095	7	1,45	SC	A-2-6(1)
P26	186+147	7,5	11096	11	0,56	GC	A-2-6(0)
P31	190+070	15,7	11097	16	0,16	GP-GC	A-1-a(0)
P37	194+524	14,4	11098	11	1,32	GC	A-2-4(0)

Gráfico 7 - Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais obtidos na determinação do CBR.



Efetivamente, quando se obtém um valor de $CBR_{95\%}$ mais elevado, indicando que é um solo com uma elevada capacidade de carga, atingindo percentagens de expansão específica menores, indica que o solo se encontra mais compactado; para solos com $CBR_{95\%}$ mais baixo, a expansão específica já é mais elevada, dada por uma menor capacidade de carga do solo.

Os solos que podem apresentar uma maior expansão específica são os solos argilosos, que, pela sua natureza, têm uma maior tendência à expansibilidade. De facto, e perante os ensaios de análises granulométricas, teores em água e limites de consistência, em geral, os solos estudados são areias argilosas ou cascalhos argilosos. Pelos valores expostos no gráfico acima, percebemos que, e pelo valor que se destaca na expansão específica, o poço P31 apresentará uma maior percentagem de argila.

Segundo os valores obtidos do ensaio da determinação do CBR, podemos associar os diferentes solos, com diferentes valores de CBR, à sua aplicabilidade numa zona do aterro, sendo que segundo o Caderno de Encargos tipo Obra, 2009 da Infraestruturas de Portugal, temos (Tabela 25):

Tabela 25 - Possível utilização dos diversos tipos de solos em função da zona do aterro, baseada na classificação ASTM D 2487 adaptado de Caderno de Encargos tipo Obra, 2009, Estradas de Portugal S.A..

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				PIA	Corpo	PSA
S2	≥ 5 a < 10	CH	argilas inorgânicas de plasticidade elevada;argilas gordas	N	S	N
		MH	siltes inorgânicos;areias finas micáceas;siltes micáceos	N	S	N
		CL	argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média, argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras	S	S	P
		ML	siltes inorgânicos e areias muito finas;areias finas, siltosas ou argilosas;siltes argilosos de baixa plasticidade.	S	S	P
		SC	areia argilosa;areia argilosa com cascalho	S	S	P
S3	≥ 10 a < 20	SC	areia argilosa;areia argilosa com cascalho	S	S	S
		SM-d	areia siltosa;areia siltosa.	S	S	S
		SM-u		P	S	N
		SP	areias mal graduadas;areias mal graduadas com cascalho.	S	S	S
S4	≥ 20 a < 40	SW	areias bem graduadas; areias bem graduadas com cascalho.	S	S	S
		GC	cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia.	S	S	S
		GM-u	cascalho siltoso; cascalho siltoso com areia	P	S	P
		GP	cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia	S	S	S

Nota: PIA – parte inferior do aterro; PSA: parte superior do aterro. S – admissível; N – não admissível; P – possível.

Com base nos valores de CBR obtidos nas classificações de solos identificadas, verificou-se que os materiais classificados como GC/ GP poderão ser considerados admissíveis para utilização tanto na parte superior como na inferior do aterro, incluindo o corpo do mesmo. No caso dos solos classificados como SC, com uma capacidade de carga de aproximadamente 7%, o Caderno de Encargos (2009) das Infraestruturas de Portugal admite a sua utilização na parte inferior e no corpo do aterro, sendo apenas considerada como possível a sua aplicação na camada superior.

Importa salientar que as classificações dos solos anteriormente referidas podem apresentar variações em função dos valores de CBR obtidos, o que se justifica pela heterogeneidade dos materiais analisados. Com efeito, os depósitos destinados à execução dos aterros são compostos por materiais bastante diversos, incluindo misturas de argilas com cascalho, fragmentos de xisto, pontualmente estabilizados com injeções de calda pobre em cimento, bem como eventuais frações de balastro. Esta variabilidade dificulta uma correlação direta e precisa entre os valores de CBR e os critérios estabelecidos no referido Caderno de Encargos.

Assim, a admissibilidade dos materiais para utilização em aterros, conforme descrita, deve ser entendida como uma interpretação geral, baseada nas diretrizes normativas, mas não necessariamente representativa de todas as condições especificas encontradas em campo, dada pela heterogeneidade com que trabalhamos.

4.4.2. Ensaios laboratoriais em rocha

Elaboração e análise de lâminas delgadas

De maneira a posteriormente se relacionar as características mecânicas e geomecânicas do maciço, foram estudadas e descritas as características geológicas de lâminas delgadas de material retirado de algumas sondagens. A escolha das lâminas baseou-se na localização dos taludes estudados, de modo a que se pudesse fazer correlações no final do estudo, e também tendo em conta algum aspeto geológico diferencial identificado ao longo das diversas sondagens.

Deste modo, e dado o aspeto muito monótono geral das sondagens, foram executadas quatro lâminas delgadas, duas correspondentes às sondagens SM12 e SM13, associadas ao local do Talude 1; SM61, uma correspondente ao Talude 2; e uma de PAG-S2 pela presença "anormal" de quartzo na amostra recolhida. O objetivo é fazer uma descrição geral de cada lâmina, e correlacionar com os aspetos geológicos e geomecânicos visualizados nos taludes estudados, comparando com as informações recolhidas em campo e, quando possível, fazer algumas deduções segundo os ensaios laboratoriais executados.

Introdução às texturas metamórficas

O estudo das texturas metamórficas é um complemento essencial ao estudo das paragéneses minerais, pois se estas últimas permitirem definir as condições físicas dos fenómenos metamórficos, as texturas indicam os processos metamórficos e a história do metamorfismo. As rochas metamórficas podem experimentar uma recristalização, por resposta a um esforço tectónico, na ausência de reação química, bem como resultado de uma reação produzindo novos minerais. Com frequência, as deformações acompanham as reações metamórficas e, neste caso, os efeitos são inseparáveis (Yardley et al., 1997).

Como consequência, os minerais metamórficos também podem formar cristais limitados por faces racionais (idiomorfos ou automorfos) ou sem faces cristalinas (xenomorfos ou

alotriomorfos) ou existir situações intermedias (subautomorfos ou subidiomorfos). Em muitas rochas, concretamente nos xistos pelíticos, importa distinguir os minerais relativamente pequenos da matriz e os porfiroblastos ou os poiquiloblastos com tamanho relativamente grande. Muitas rochas metamórficas foram deformadas e isto conduz, com frequência, à formação de foliações tectónicas. A designação de foliação, genericamente, usa-se para descrever todo o elemento textural plano e espaçado, qualquer que seja o elemento original ou de origem metamórfica. As foliações tectónicas podem suceder do alinhamento dos cristais alargados, ou da segregação mineralógica, em capas leucocráticas ácidas em quartzo e em feldspatos, e em níveis melanocratas constituídos sobretudo por micas, anfíbolas e outros minerais (Yardley et al., 1997).

A terminologia que o atlas de rochas metamórficas usa é a de Yardley (1989) e compreende os seguintes principais critérios que permitem dar um nome às rochas metamórficas (Yardley et al., 1997):

1) A natureza ou composição petrográfica da rocha original;
2) A associação mineral metamórfica;
3) A textura da rocha;
4) As particularidades específicas da rocha.

A proposta da SCMR ("Subcommission on the Systematics of Metamorphic Rocks" nomeada pela IUGS -"International Union of Geological Sciences") é a de que, sendo a composição mineralógica e a textura e estrutura as características mais directamente observáveis nas rochas metamórficas, a sua classificação deverá ser preferencialmente suportada nesses critérios. (Ribeiro, M.A, 2004).

As texturas metamórficas marcadas por blastese ou recristalização metamórfica podem apresentar ou não orientação mineralógica preferencial, consoante a blastese é ante-sin ou pós- cinemática. Distinguem-se neste grupo de texturas os seguintes tipos (Ribeiro, M.A., 2004) (Figura 49):

A) Texturas granoblásticas (sem orientação mineralógica preferencial): (1) isogranular – minerais essencialmente xenomórficos e de tamanho idêntico; (2) poligonal ou em mosaico – minerais com limites curvos ou retilíneos, com junções triplas; (3) heterogranular – minerais de tamanho diferente.

B) Texturas dependentes do hábito dos minerais (orientadas ou não orientadas): (4) lepidoblástica – minerais lamelares com orientação preferencial; (5) nematoblástica – minerais prismáticos com orientação preferencial; (6) porfiroblástica – porfiroblastos (frequentemente poiciloblastos); (7) (8) (9) – respetivamente granolepidoblástica;

granonematoblástica e granoprofiroblástica – representam combinações de A) e B); (10) em feixe; (11) em roseta; (12) nodular; (13) vermicular; (14) coronítica (com coroas de reacção); (15) ocelar ou ocelada.

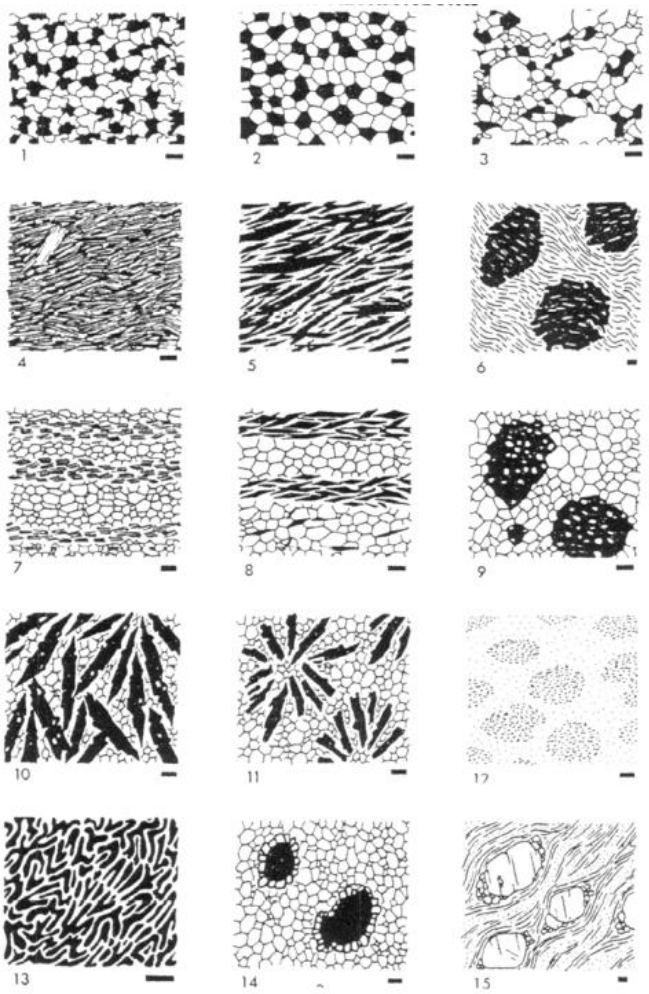


*Figura 49 - Texturas metamórficas marcadas por blastese (*Ribeiro, M.A., 2004).

Análise das lâminas delgadas ao microscópio

Foram elaboradas quatro lâminas delgadas de quatro amostras de diferentes sondagens, três delas relativas aos locais dos taludes em estudo, e a restante dada a sua diferença composicional verificada macroscopicamente. A Figura 51 mostra as lâminas, assim como os respetivos tacos das amostras.

A sua observação e análise foi executada recorrendo ao microscópio ótico Nikon Eclipse LV100N POL, nos laboratórios da FCUP (Figura 50), de onde também foram recolhidas fotografias dos aspetos mais representativos e relevantes das amostras.



Figura 50 - Microscópio utilizado para análise das lâminas (Nikon Eclipse LV100N POL).

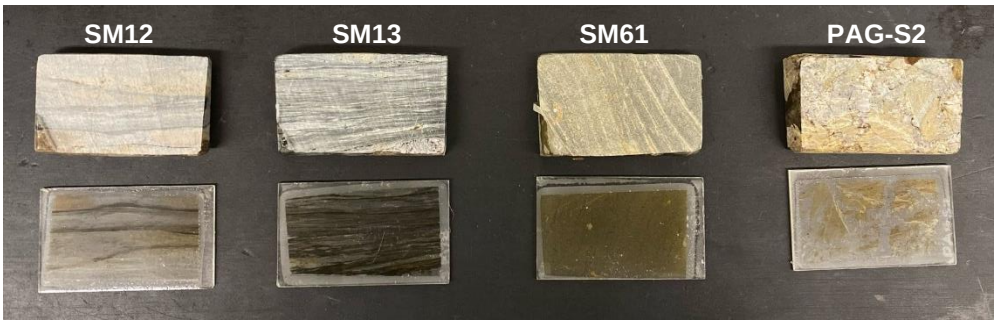


Figura 51 - Lâminas delgadas e respetivos tacos.

Macroscopicamente, e pela análise das amostras de mão e dos tacos, percebemos a notável diferença na granularidade, onde, nas amostras SM12, SM13 e SM61, o grão é bastante fino, enquanto que na amostra PAG-S2 a granularidade já se apresenta mais grosseira, e de aspeto mais gresoso. Em geral, o cinzento-amarelado predomina no material. Pela análise macroscópica dos tacos, identifica-se a presença de uma litologia bandada e orientada. Da análise das respetivas lâminas, foi possível retirar as seguintes observações:

- **Lâmina Delgada da amostra SM12:**

A lâmina da sondagem SM12 evidencia um predomínio de minerais de quartzo, os quais definem uma textura granoblástica isogranular nos domínios observados. Denota-se a existência de minerais micáceos com intercrescimento nos minerais quartzo-feldspáticos, conferindo uma pontual textura lepidoblástica nestes locais. Os minerais micáceos predominantes são as moscovites, a seguirem uma orientação preferencial.

De uma forma geral, a amostra revela um bandado bem demarcado, com intercalações de texturas granoblásticas e texturas lepidoblásticas, conferindo assim uma textura granolepidoblástica ao material (Figuras 52 e 53).

Modalmente temos, aproximadamente, 30% de minerais micáceos (moscovite a predominar) e 65% de minerais quartzo-feldspáticos. A restante fração é constituída por minerais acessórios. Pela sua composição e estrutura, esta lâmina apresenta um aspeto mais pelítico, característico de um baixo grau de metamorfismo.

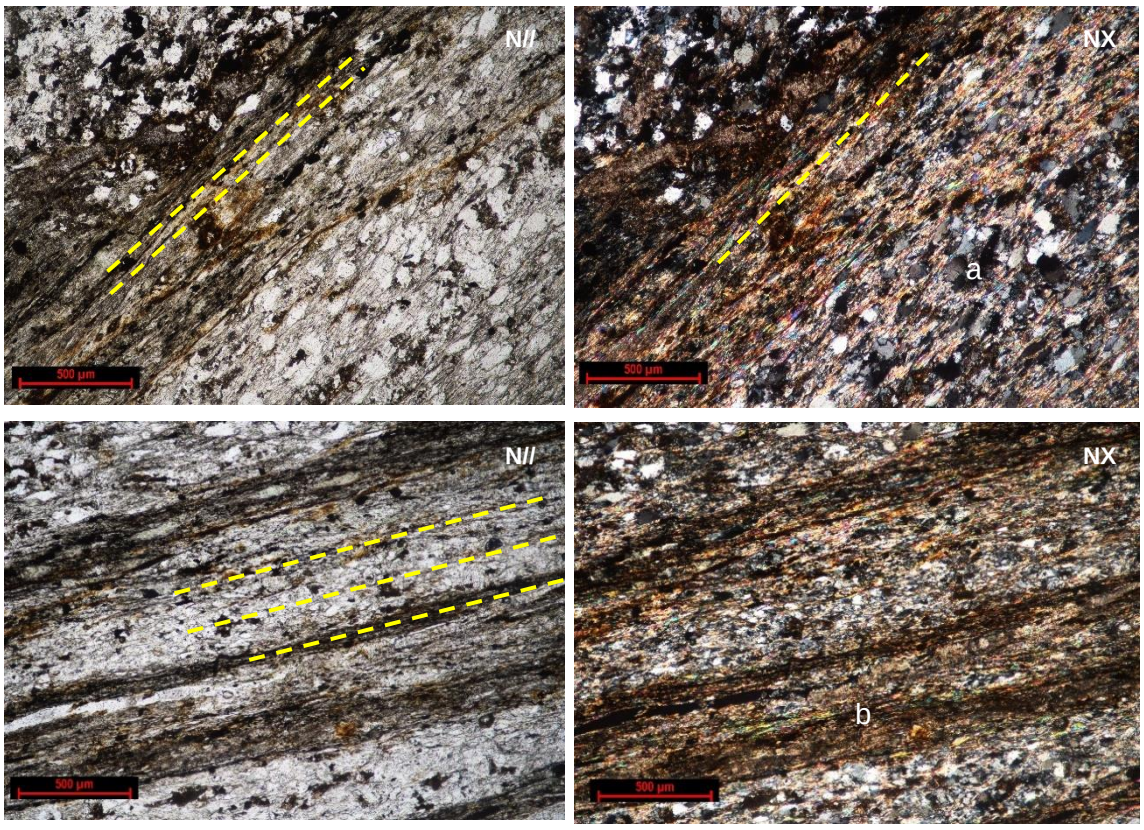


Figura 52 - Alternâncias de texturas granoblásticas (a) e lepiboblásticas (b) conferindo uma textura granolepidoblástica predominante em todo a lâmina. Minerais micáceos alinhados segundo uma orientação preferencial (tracejado a amarelo). Minerais quartzo-feldsptáticos com formas anédricas (Objetiva 5x).

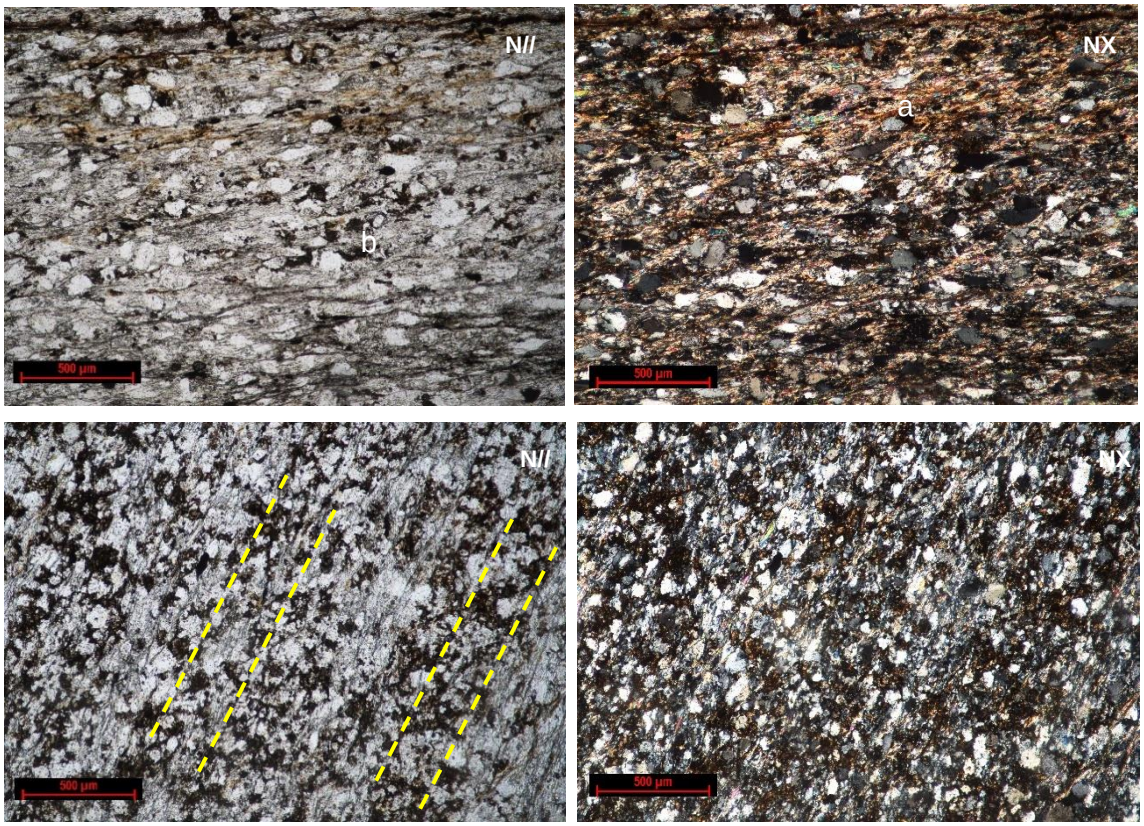


Figura 53 - Predomínio de textura granoblástica com minerais quartzo-feldspáticos a seguir uma orientação preferencial (tracejado amarelo); porfiroblastos de biotite adelgaçados segundo uma direção preferencial, adotando uma morfologia de "mica fish" (a), assim como os minerais de quartzo, com movimento direito predominante (b) (Objetiva 5x).

— **Lâmina Delgada da amostra SM13:**

A mineralogia da lâmina é predominantemente constituída por minerais micáceos, em especial a moscovite, demarcando uma textura lepidoblástica bem marcada e orientada. Existência de pontuais minerais de quartzo, disseminados nos minerais de moscovite, conferindo uma textura granoblástica à amostra. A nível modal, esta lâmina apresenta 75% de minerais micáceos (moscovite) e 15% de minerais de quartzo, sendo os restantes minerais acessórios.

Globalmente, tal como a amostra anterior, esta apresenta uma textura granolepidobástica, com um bandado intercalado de textura lepidoblástica e textura granoblástica bem demarcado. Tal como a anterior, esta lâmina apresenta um aspeto pelítico, condicionado pela sua composição mineralógica (Figuras 54 e 55).

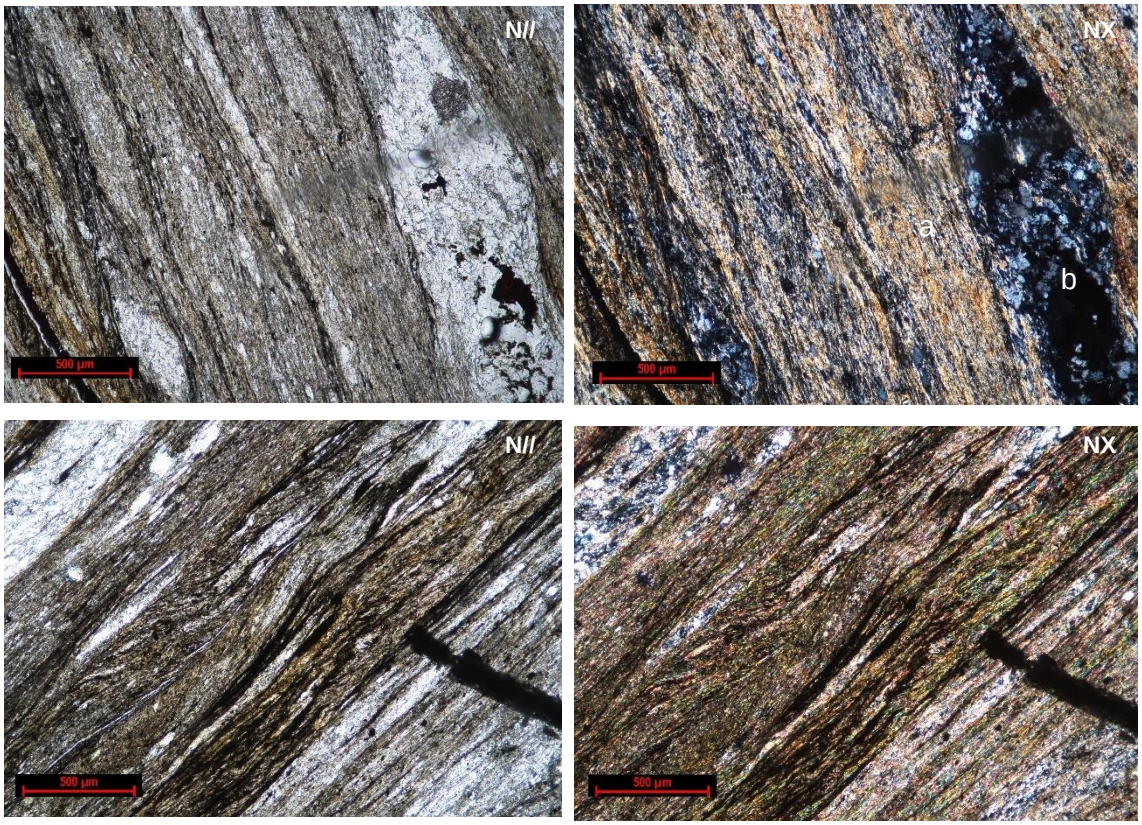


Figura 54 - Textura lepidoblástica de matriz fina, alinhada, com ligeiros dobramentos em volta de locais com textura granoblástica (a). A matriz da textura granoblástica encontra-se ligeiramente "cataclasada", dada pelos minerais de menores dimensões e com aspeto mais "esmagado", que salta à vista na fotografia das lâminas com nicóis cruzados (b) (Objetiva 5x).

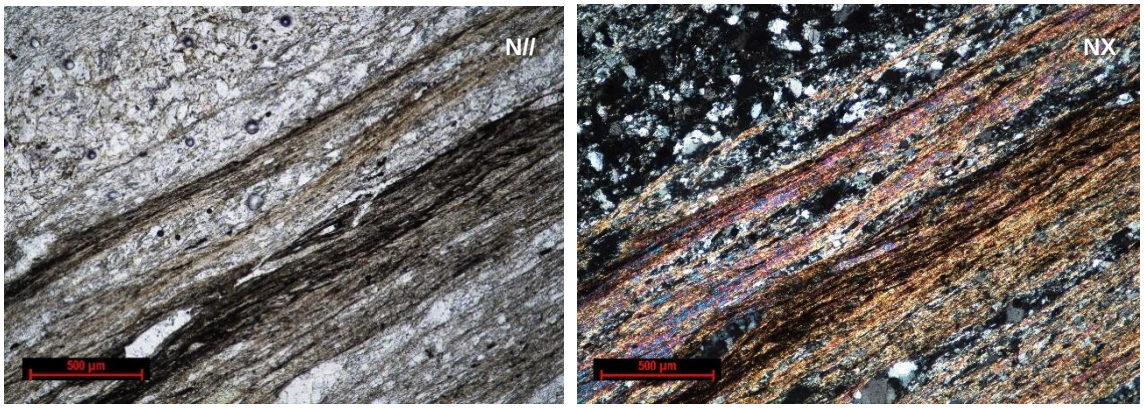


Figura 55 - Intercalações entre texturas lepidoblásticas e granoblásticas, criando uma lâmina com textura em geral granolepidoblástica, com a sua matriz alinhada e com dobramentos de menores dimensões, quase impercetíveis (Objetiva 5x).

— **Lâmina Delgada da amostra SM61:**

Na lâmina da amostra SM61 observa-se uma textura granolepidoblástica, com uma matriz de granularidade fina, foliada ou bandada, havendo intercalações de bandas granoblásticas e bandas lepidoblásticas. Observa-se uma orientação preferencial, com as bandas a seguirem essa orientação. Intercrescimento de quartzo e minerais micáceos identificados na matriz.

Modalmente, temos uma maior percentagem de quartzo, relativamente às micas, evidenciando a textura granoblástica a predominar, face à textura lepidoblástica que é mais pontual. Assim, podemos referir que 75% da lâmina é composta por minerais quartzo-feldspáticos e o restante por minerais micáceos (Figuras 56, 57 e 58).

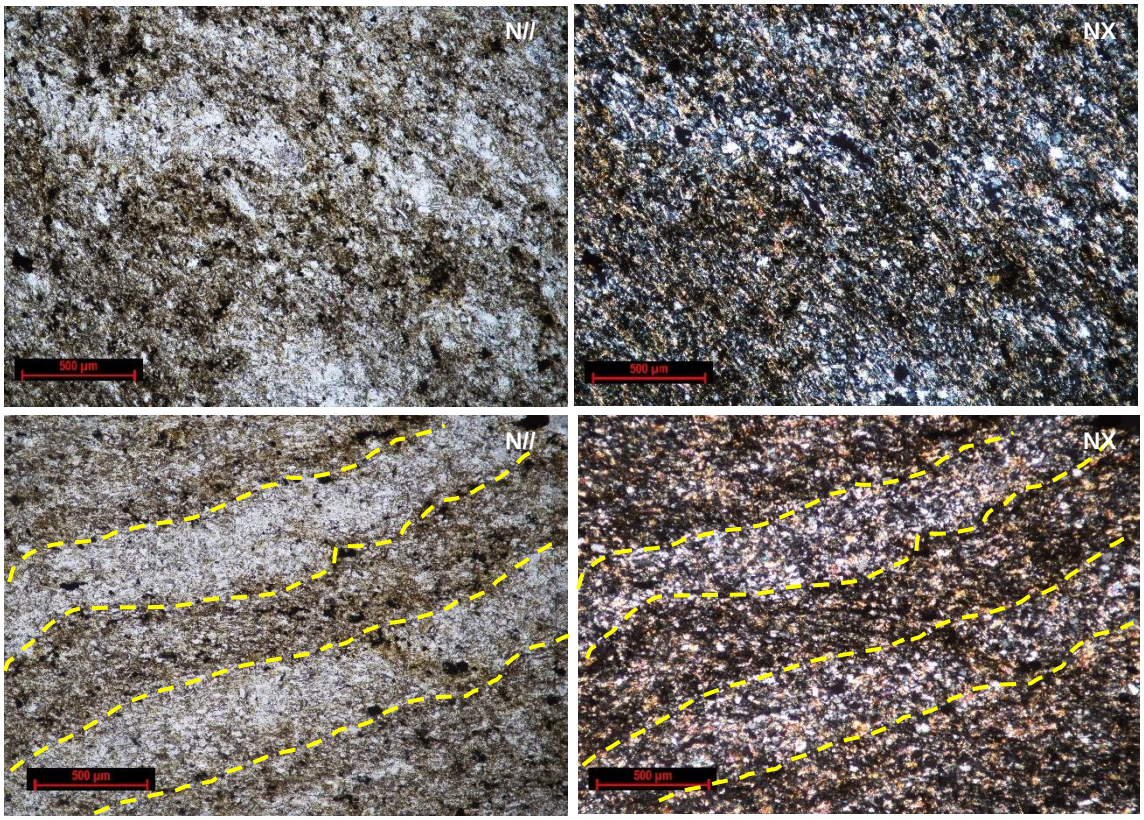


Figura 56 - Aspeto geral da lâmina delgada da amostra SM61, com textura granoblástica a predominar na matriz, com identificação de minerais quartzo-feldspáticos anédricos; observação de uma orientação preferencial demarcada pelo alinhamento dos minerais. Na figura de baixo destaca-se a sua matriz granoblástica com dois "corredores" (ondulado amarelo) onde esta matriz se encontra com uma coloração mais clara e de aspeto mais grauvacóide, enquanto que os restantes "corredores" apresentam um aspeto mais pelítico (Objetiva 5x).

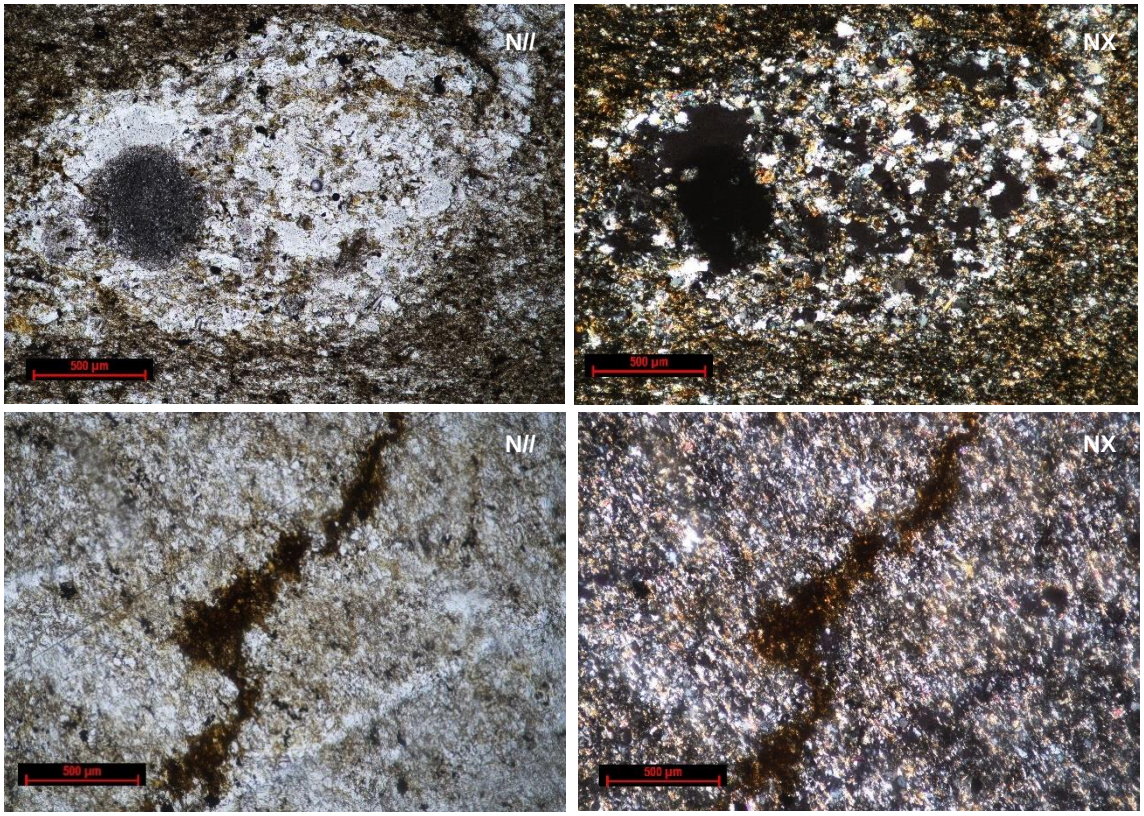


Figura 57 - Aspetos diferenciais observados na lâmina do material da sondagem SM61: na figura de cima temos a presença de uma mancha de textura granoblástica com minerais anédricos de quartzo, principalmente, rodeada por uma textura granoblástica de matriz fina;na figura de baixo temos a presença de uma matriz granoblástica de matriz fina, com uma alteração por óxidos de ferro no centro da imagem, bem demarcada (Objetiva 5x).

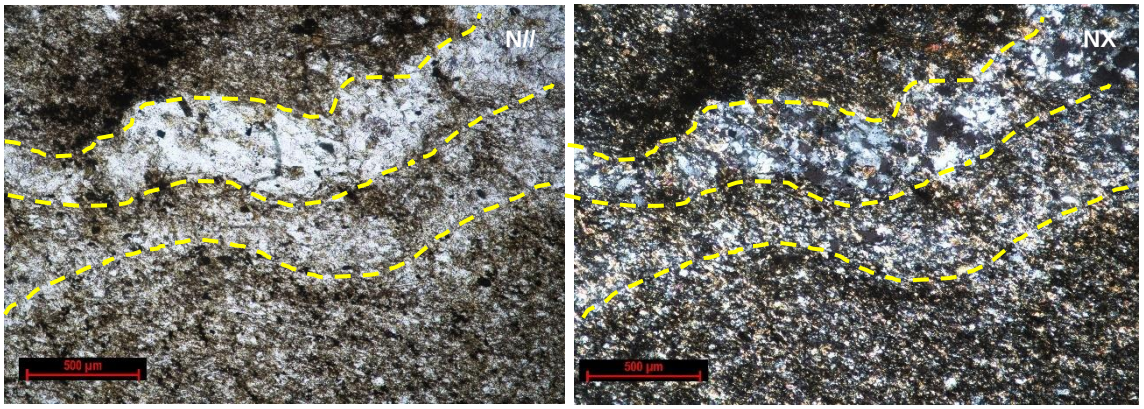


Figura 58 - Lâmina SM61 observada com a objetiva de 10x, onde se pode observar o bandado de texturas granoblásticas com diferentes granulometricas (ondulado amarelo), onde estas diferenças de granulometria marcam uma dobra no material.

— **Lâmina Delgada da amostra PAG-S2:**

A lâmina correspondente à amostra PAG-S2 é a que mais se afasta das observações feitas previamente, apresentando características petrográficas ligeiramente distintas. Observam minerais de quartzo de tamanhos consideráveis (comparativamente às lâminas anteriores) a dominar na matriz, apresentando uma textura granoblástica heterogranular, com pontuais minerais euédricos, embora a maioria de apresente com formas anédricas. A matriz é também composta por minerais micáceos, com uma orientação preferencial, ligeiramente demarcada, intercrescidos nos minerais de quartzo. Modalmente, a lâmina contém 40% de micas e 55% de quartzo. O aspeto gregoso predomina, refletido tanto na sua granulometria, quanto na composição granulométrica, típico de uma natureza mais quartzosa (Figura 59, 60, 61 e 62).

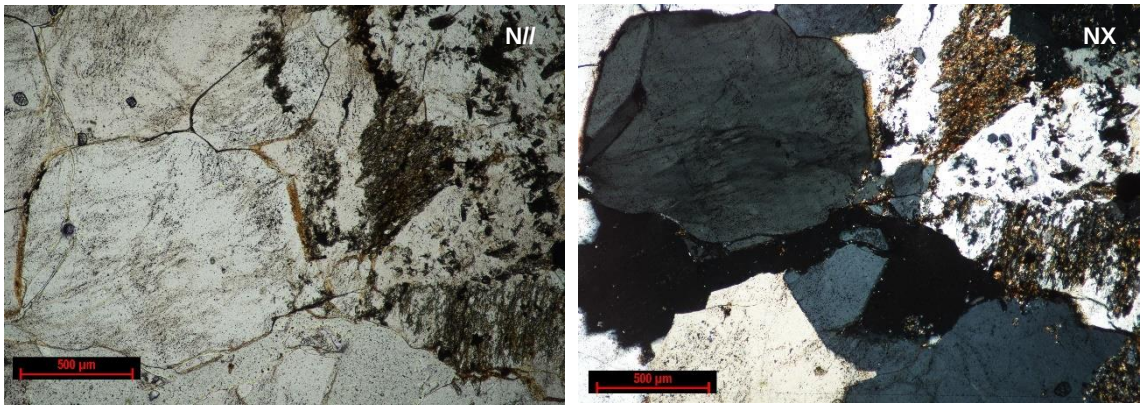


Figura 59 - Minerais de quartzo anédricos com pontuais minerais micáceos disseminados, intercrescidos no quartzo (Objetiva 5x).

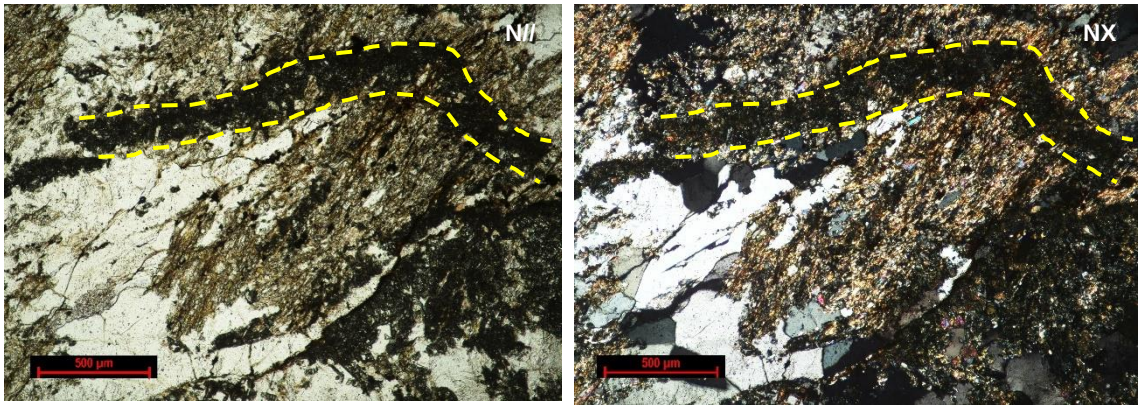


Figura 60 - Locais da lâmina PAG-S2 onde a matriz é mais lepidoblástica, demarcada por minerais micáceos alinhados segundo uma direção preferencial, com minerais de quartzo euédricos (no caso das figuras de cima) e anédricos. Dobramento do material bem visível nas imagens de cima (ondulado amarelo), demarcado pelos minerais micáceos.

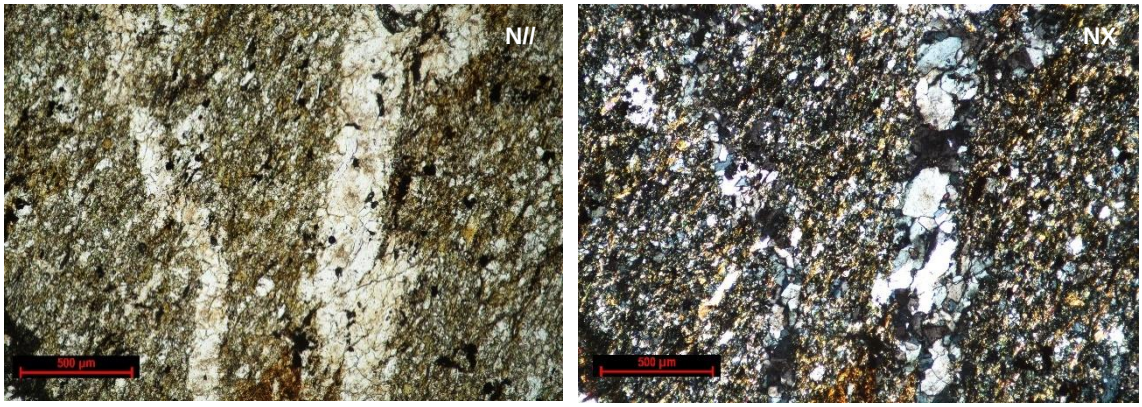


Figura 61 - Textura granoblástica de matriz fina, intercalada com bandas de textura granoblástica de matriz mais grosseiros, composta por minerais quartzo-feldspáticos. As bandas de diferentes texturas seguem o alinhamento da direção preferencial dos minerais (Objetiva 5x).

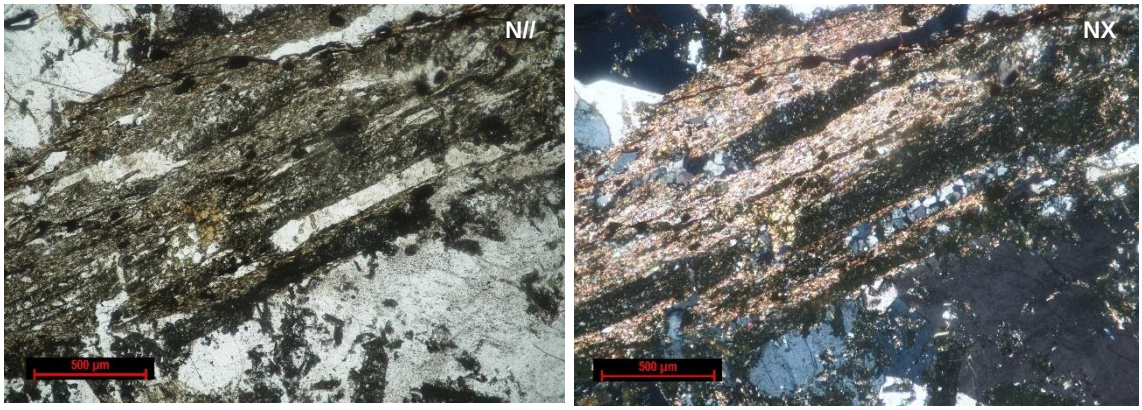


Figura 62 - Parte da lâmina PAG-S2 que mostra a generalidade da composição da mesma: textura lepidoblástica intercrescida em minerais de quartzo e bandas de textura granoblástica intercrescidas em matriz lepidoblástica.

Em geral, e de acordo com as descrições do Atlas de Rochas Metamórficas e suas texturas de Yardley et. al. 1997, observa-se rochas intensamente deformadas, sendo elas compostas, essencialmente, por quartzo e moscovite com alguns porfiroblastos de granada e biotite. A foliação é muito acentuada graças à disposição paralela ou quase paralela das moscovites; para além disso, distinguem-se setores paralelos à foliação, uns são mais ricos em quartzo e outros em micas. Observa-se que a foliação tende a adaptar-se (moldar-se) em torno dos porfiroblastos, o que indica uma deformação posterior ao seu crescimento (blastese). Os porfiroblastos de biotite estão adelgaçados segundo a direção da cisalha, adotando uma morfologia característica denominada *mica fish*. Os grãos de quartzo, com maiores dimensões, apresentam bordas suturadas e

alguns apresentam extinção ondulante, demonstrando uma fragmentação seguida de uma recristalização sintectónica.

De forma a comparar os resultados das observações, e de acordo com a bibliografia, Aires, S. et al., 2020 refere que as rochas da Formação da Desejosa (FD) exibem estrutura bandada característica, devido à alternância de níveis quartzosos e argilosos com "load casts". Microscopicamente, a formação apresenta textura granoblástica a granolepidoblástica, o que se observa nas imagens das lâminas delgadas. É observável quartzo, mica branca e clorite como minerais dominantes e biotite, plagioclase, monazite, zircão, apatite, turmalina, calcite, titanomagnetite, ilmenite, galena, arsenopirite, calcopirite, pirite, pirrotite e esfalerite. Este autor refere ainda que a Formação da Desejosa (FD) apresenta uma componente gresosa mais abundante como indicam os valores mais elevados em SiO_2 e Zr, o mesmo acontece com o CaO devido à maior abundância de calcite.

Noutro trabalho de Aires, S. et al., 2011, a autora indica que microscopicamente, as rochas estudadas apresentam textura granoblástica, granoblástica a granolepidoblástica e lepidoblática a granoblástica e uma granulometria fina. O quartzo ocorre na matriz, em intercrescimentos fibrorradiados, em filonetes, nódulos e em finas lentículas. Exibe extinção ondulante, recristalização dinâmica, orlas de crescimento e inclusões fluidas. Este mineral também marca finos horizontes gresosos. A plagioclase ocorre na matriz e em veios, apresentando por vezes alteração por sericite. A mica branca ocorre na matriz e intercrescida com a clorite. A biotite ocorre em cristais desenvolvidos a marcar a foliação. A clorite surge deformada, intercrescida com a mica branca e em agregados fibrorradiados, lamelares e transversos à foliação.

Ensaio de resistência à compressão simples com medição do módulo de deformabilidade "E"

Segundo González de Vallejo, 2002 "Um critério amplamente estendido em engenharia geológica para o estabelecimento dos limites entre solo e rocha é o valor da resistência à compressão simples, ou seja, o máximo esforço que um provete de rocha suporta antes de romper ao ser carregada axialmente em laboratório (Figura 63). Este parâmetro é dado pela: força compressiva aplicada, sob a área de aplicação.

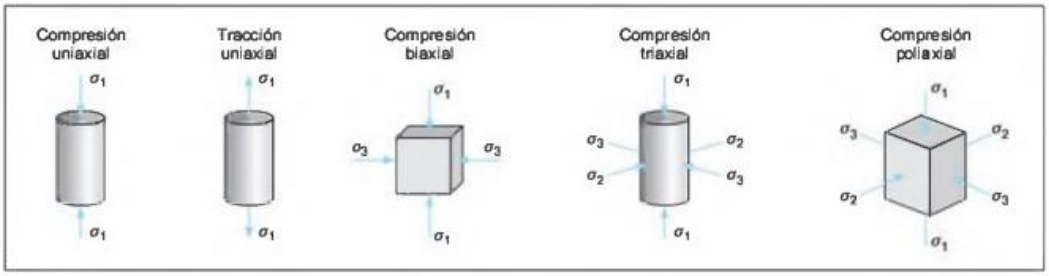


Figura 63 - Diferentes estados de tensão aplicados a provetes em laboratório (González de Vallejo, 2002).

O ensaio permite determinar em laboratório a resistência uniaxial não confinada da rocha, ou resistência à compressão simples, e as suas constantes elásticas: Módulo de Young (E) e Coeficiente de Poison (v). É um ensaio para a classificação da rocha pela sua resistência e para a determinação da sua deformabilidade. O ensaio realiza-se sobre um cilindro de rocha, no qual se aplica gradualmente uma força axial até produzir uma rotura. Em máquinas de ensaios convencionais a variável de controlo é a força, cuja magnitude e velocidade de aplicação podem ser controladas. As deformações axiais que se vão produzindo no provete medem-se mediante as bandas extensómetricas. Durante o ensaio vão-se registando as curvas força-deformação axial do provete".

A resistência define-se como o esforço que a rocha pode suportar para umas certas condições de deformação. A resistência de pico, Ɓp, é o esforço máximo que se pode alcançar. Produz-se para uma certa deformação, a qual se denomina deformação de pico. A resistência residual, Ɓr, é o valor que cai da resistência de algumas rochas para deformações elevadas. Produz-se depois de ultrapassar a resistência de pico (González de Vallejo, 2002) (Figura 64).

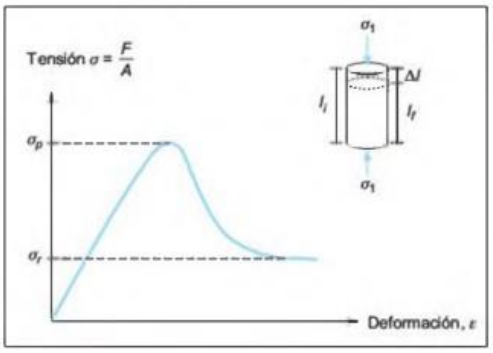


Figura 64 - Curva completa tensão-deformação com os valores correspondentes à resistência de pico e à resistência residual (González de Vallejo, 2002).

Em condições naturais, a resistência depende das propriedades intrínsecas da rocha, coesão e ângulo de atrito, e outros fatores externos como a magnitude dos esforços que se exercem, os ciclos de carga e descarga, ou a presença de água. Para uma determinada carga ou força, os esforços gerados ultrapassam a resistência do material rochoso, alcançam-se deformações inadmissíveis e tem lugar à rotura do mesmo (González de Vallejo, 2002).

A rotura é um fenómeno que se produz quando a rocha não pode suportar as forças aplicadas, alcançando o esforço, um valor máximo correspondente à resistência de pico do material (González de Vallejo, 2002).

O comportamento das rochas (Figuras 65 e 66) pode classificar-se, de uma forma geral e simplificada, em (González de Vallejo, 2002):

- Frágil, com deformações elásticas; típico de rochas duras e resistentes;
- Frágil, dúctil, com deformações elásticas e plásticas não recuperáveis; típico de rochas brandas pouco resistentes;
- Dúctil, com deformações plásticas predominantes (permanentes); as rochas não apresentam comportamentos dúcteis puros.

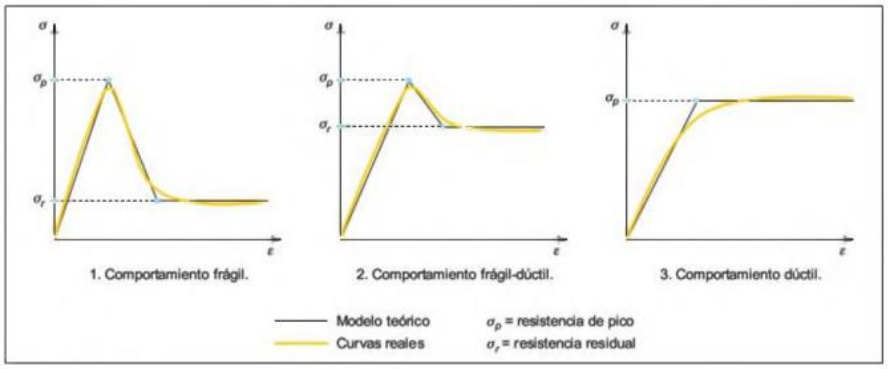


Figura 65 - Modelos de comportamento tensão-deformação (González de Vallejo, 2002).

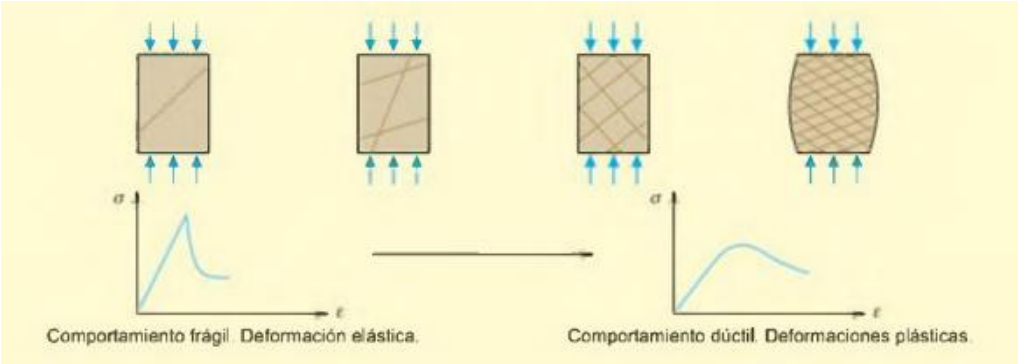


Figura 66 - Comportamento frágil e dúctil (González de Vallejo, 2002).

González de Vallejo, 2002 acrescenta que os resultados dos ensaios de laboratório influenciam tanto os fatores referentes à natureza e condição da rocha, como as condições do ensaio. Com respeito às condições do ensaio, as mais importantes são: forma e volume do provete; preparação e corte do provete; direção de aplicação das cargas (em rochas com anisotropia); velocidade de aplicação da carga. A rigidez, K, de um membro elástico define-se como a força necessária para provocar uma rotura unitária, s, na direção de aplicação da carga P:

Equação 10 - Rigidez de um membro elástico (González de Vallejo, 2002).

$$K = P / s$$

, que em função do esforço e da deformação pode-se expressar como:

Equação 11 - Rigidez de um membro elástico, em função do esforço e deformação (González de Vallejo, 2002).

$$K = EA / l$$

Sendo E o Módulo de Young, A a área de aplicação da carga P e l a longitude do corpo (máquina ou provete) na direção de aplicação da carga (González de Vallejo, 2002).

Nas figuras seguintes é apresentado o equipamento que permite a execução do ensaio (Figura 67), assim como um exemplo de tarolos ensaiados, com o antes e após a rotura (Figura 68).



Figura 67 - Equipamento para execução do ensaio da determinação de UCS.



Figura 68 - Tarolo da sondagem PCAN-S3 (16.3m – 16.5m), antes e após rotura, com fraturação a seguir o ângulo da foliação.

Executaram-se 9 ensaios de determinação da resistência à compressão simples em material de obras de arte (sondagens), seguindo a norma NP EN 1926 – 2008. A Tabela 26 apresenta os respetivos resultados.

Tabela 26 - Ensaios laboratoriais referentes ao ensaio da compressão unixial simples.

Amostra	Nº amostra	Pk	Litologia	Grau de alteração (w)	Ângulo foliação (^{0})	UCS (MPa)	E (GPa)
PCAN-S3 (16,3-16,5)	11139	178+136	Xisto	W3	45	33,862	8,05
PCOA-S1 (15,7-16)	11140	180+763	Xisto	W3	90	29,895	18,78
PCOA-S2 (3,4-3,6)	11141	180+766	Xisto	W4	15	3,437	21,87
PCOA-S3 (4,9-5,2)	11142	180+869	Xisto	W3	10	23,797	9,28
PAG-S1 (8,6-8,9)	11144	187+487	Xisto	W4	80	7,806	5,38
PGRI-S4 (11,2-11,4)	11146	187+590	Xisto	W3	50	31,613	16,62
PIESC-S1 (6,2-6,5)	11148	194+780	Xisto	W3	90	38,426	-
PH2-S1 (8,7-9,0)	11149	187+336	Xisto	W4	60	4,631	12,55
PH3-S1 (7,3-7,5)	11150	199+276	Xisto	W2	70	83,531	38,5

Nota: A amostra PIESC-S1 não tem um valor referente ao módulo de elasticidade, dado que o tarolo ensaiado não tinha comprimento suficiente para a sua determinação.

Os ensaios de compressão simples foram realizados mantendo-se constante a velocidade de aplicação da carga, fixada em 0.10 MPa/s, alterando apenas variáveis como a altura, diâmetro e a secção do provete cilíndrico, que varia de acordo com o diâmetro usado na furação à rotação das sondagens.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 26, o valor mais elevado de UCS foi de 83.531 MPa, com um valor do módulo de elasticidade de 38.5 GPa. Esta amostra (PH3-S1) apresenta um grau de alteração W2, que justifica os valores elevados registados no ensaio, uma vez que materiais com baixo grau de alteração tendem a apresentar melhor desempenho estrutural. Em contraste, o valor mais baixo apresenta-se na amostra PCOA-S2, com 3.437 MPa e 21.87 GPa de módulo de elasticidade associados, com um grau de alteração W4, fator dominante para a expressiva redução da resistência.

É ainda de salientar o comportamento da amostra PAG-S1, que apresentou valores igualmente baixos tanto na resistência à compressão simples, como do módulo de elasticidade (7.806 MPa e 5.38 GPa, respetivamente). Esta amostra apresenta um grau de alteração W4, característica que se torna propícia à rotura do material com os valores apresentados, dado não ser necessária tanta carga aplicada para levar à rotura um tarolo com um grau de alteração elevado.

São reconhecidos valores relativamente incomuns no que toca às amostras PCOA-S2 e PH2-S1, onde os valores de resistência à compressão simples (3.437 MPa, 4.631 MPa, respetivamente) são bastante mais reduzidos comparativamente aos valores dos

módulos de deformabilidade (21.87 GPa, 12.55 GPa, respetivamente). Em rochas da mesma natureza, a resistência à compressão uniaxial é proporcional ao módulo de deformabilidade, não sendo expectável que o provete PCOA-S2, com reduzida resistência (3.437 MPa), apresente um módulo de deformabilidade tão elevado, respetivamente 21.87 GPa.

Além do grau de alteração, que se assume como um dos principais condicionantes dos resultados obtidos, destaca-se igualmente a influencia da anisotropia das amostras, a qual pode afetar o comportamento mecânico durante o ensaio, conduzindo a respostas diferenciadas em função da orientação da xistosidade.

González de Vallejo, 2002 indica que a resistência da rocha varia em função do ângulo considerado. Um provete de rocha com superfícies de estratificação ou xistosidade apresenta a sua resistência mínima para planos de rotura correspondentes aos planos de xistosidade/fragilidade, e a máxima para valores com ângulo de 0^0 e 90^0 (Figura 69).

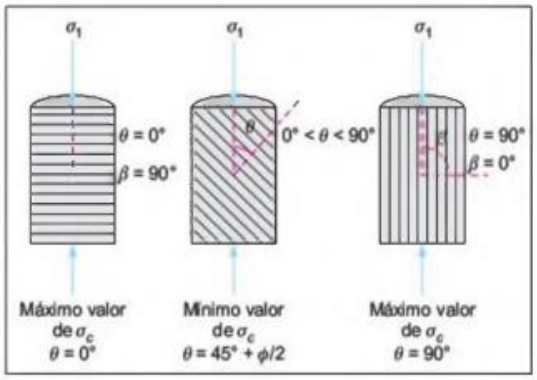


Figura 69 - Planos de maior ou menor fragilidade de uma rocha com anisotropia perante o ângulo de aplicação de carga (González de Vallejo, 2002).

Analisando a Tabela 26, e de acordo com os ângulos da xistosidade em relação à direção de aplicação de carga, percebe-se que essa razão nem sempre é observável, dada pela heterogeneidade do maciço, a anisotropia e o grau de alteração do mesmo.

Comparando os resultados obtidos com a bibliografia disponível, verifica-se que os valores de resistência à compressão simples são, de forma geral, ligeiramente coerentes com os intervalos referidos por González de Vallejo, 2002. Nos ensaios efetuados os valores da resistência à compressão simples vão de 3.437 MPa a 83.531 MPa, enquanto que a bibliografia refere que para xistos ou rochas metamórficas xistentas os valores típicos variam entre 25 a 100 MPa.

No entanto, algumas amostras, nomeadamente as nº11141, 11142, 11144 e 11149, apresentam valores de resistência inferiores aos reportados da bibliografia (Tabela 27). Nestes casos, a carga aplicada foi muito menor comparativamente às restantes amostras, refletindo um maciço mais fraco e mais alterado em termos geológicos e geotécnicos, o que é corroborado pelos graus de alteração identificados (W3/W4).

Adicionalmente, a rotura das amostras ocorreu preferencialmente ao longo dos planos de foliação, o que é consistente com o comportamento esperado em rochas xistentas. Esta orientação condiciona o modo de rotura, promovendo a fratura do material segundo as suas zonas de fraqueza.

Tabela 27 - Classificação das rochas a partir da sua resistência à compressão simples (adaptado de González de Vallejo, 2002).

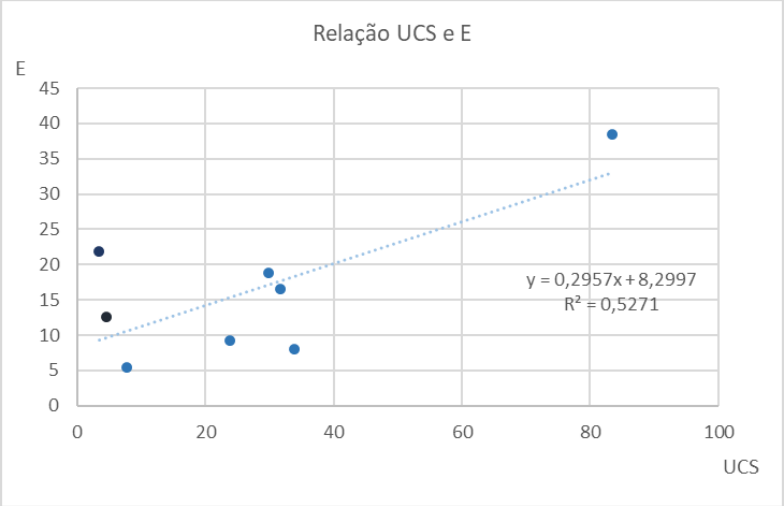
<table>
<tr><th>Resistência à compressão simples (MPa)</th><th>ISRM (1981)</th><th>Geological Society of London (1970)</th><th>Bienniawski (1973)</th><th>Exemplos</th></tr>
<tr><td><1</td><td colspan="4">Solos</td></tr>
<tr><td>1 – 5</td><td>Muito branda</td><td>Branda (>1.25)</td><td rowspan="3">Muito baixa</td><td rowspan="3">Limonite, margas, carbono, etc.</td></tr>
<tr><td>5 – 12.5</td><td rowspan="2">Branda</td><td>Moderadamente branda</td></tr>
<tr><td>12.5 – 25</td><td rowspan="2">Moderadamente dura</td></tr>
<tr><td>25 – 50</td><td>Moderadamente dura</td><td>Baixa</td><td>Xisto</td></tr>
<tr><td>50 – 100</td><td>Dura</td><td>Dura</td><td>Média</td><td>Rochas metamórficas xistentas, mármores, granito, gnaisse, etc.</td></tr>
<tr><td>100 – 200</td><td rowspan="2">Muito dura</td><td>Muito dura</td><td>Alta</td><td>Rochas ígneas e metamórficas duras, etc.</td></tr>
<tr><td>>200</td><td rowspan="2">Extremamente dura</td><td rowspan="2">Muito alta</td><td rowspan="2">Gabro, basalto, etc.</td></tr>
<tr><td>>250</td><td>Extremamente dura</td></tr>
</table>

Através da Tabela 27 podemos também inferir a classificação do maciço, tendo em conta as diferentes classificações apresentadas. Para os valores de resistência à compressão simples entre 25 a 50, a classificação ISRM, 1981 e a classificação Geological Society London, 1970, indicam um maciço moderadamente duro, enquanto que a classificação Bienniawski, 1973, já refere um maciço com um UCS baixo.

Já para valores de UCS entre 50 e 100, temos para as primeiras duas classificações um maciço duro, porém para a classificação de Bienniawski, 1973 estamos na presença de um maciço que oferece uma resistência média.

Analisando em conjunto os valores de UCS e E, percebemos que quanto maior o valor de UCS nem sempre mais elevado é o valor de E. O Gráfico 8 mostra a relação entre os dois parâmetros. Seria de esperar que, quanto maior o módulo de elasticidade, maior a resistência à compressão simples, pois o provete demora mais a atingir a rotura.

Gráfico 8 - Relação entre os valores de UCS e E obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples.



Nota: De forma a não influenciar os resultados, desconsiderou-se o resultado da amostra PIESC-S1, onde não foi possível obter o módulo de deformabilidade; os pontos das amostras que apresentam valores "incomuns" entre UCS e módulo de deformabilidade estão indicados a azul-escuro.

Percebe-se que a relação entre as duas variáveis é mediana, onde cerca de 52% dos valores encaixam na reta da relação UCS-E. O melhor exemplo da relação UCS-E é a amostra PH3-S1, onde se atinge um elevado módulo de elasticidade, e, naturalmente, uma maior resistência à compressão simples.

Deste modo, e em forma de resumo, podemos reunir e relacionar os dois parâmetros que mais condicionam este ensaio: o grau de alteração e o ângulo da foliação (em relação à direção de aplicação de carga). Obteve-se:

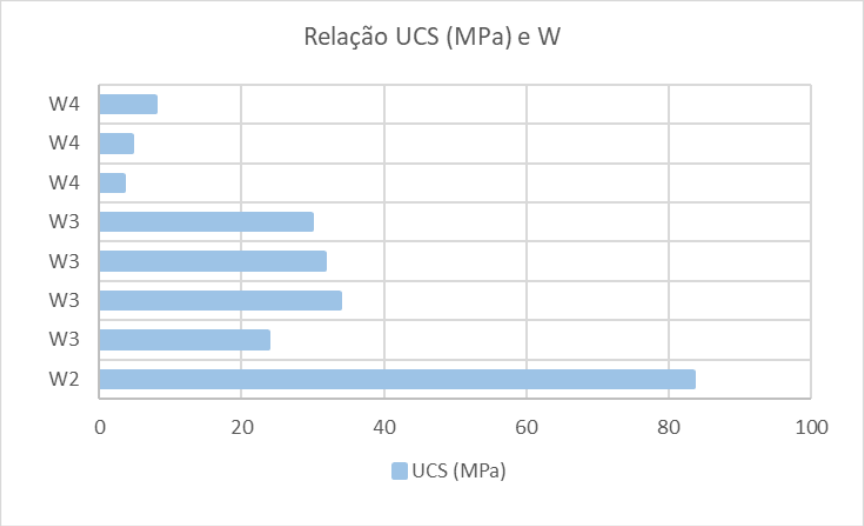
- Para um grau de alteração W2, apenas na amostra PH3-S1, com um ângulo da foliação de 70^0, registou-se um UCS de 83.531 MPa;
- Para um grau de alteração W3, nas amostras PCAN-S3, PCOA-S1, PCOA-S3, PGRI-S4 e PIESC-S1, temos ângulos da foliação a variar entre 10^0 e 90^0, obtendo-se UCS entre 23.797 e 38.426 MPa;
- Para um grau de alteração W4, nas restantes amostras sendo elas PCOA-S2, PAG-S1 e PH2-S1, com ângulos da foliação entre 15^0 e 80^0, para valores de UCS entre 3.437 e 7.806 MPa.

Denota-se que há um aumento dos valores de UCS, quanto mais baixo for o grau de alteração do maciço. Na Tabela 28 e no Gráfico 9 são expostas estas relações.

Tabela 28 - Influência do grau de alteração e do ângulo da foliação nos valores de UCS.

Grau de alteração (w)	Ângulo foliação (^{0})	UCS (MPa)
W2	70	83,531
W3	10	23,797
	45	33,802
	50	31,613
	90	29,895
	90	38,426
W4	15	3,437
	60	4,631
	80	7,806

Gráfico 9 - Influência do grau de alteração (W) nos valores obtidos de UCS.



Comprova-se que, e aliado à anisotropia bastante marcada da litologia em estudo, que é um fator limitante neste tipo de ensaios, o grau de alteração é um grande condicionante, como seria de esperar. Para além disso, o ângulo da foliação em relação à direção da aplicação da carga também condiciona os resultados do ensaio, permitindo uma rotura mais demorada normalmente em planos perpendiculares ou paralelos à direção de carga. Esta relação nem sempre se verifica, justificada pela heterogeneidade que o maciço oferece, porém é comprovada em alguns dos casos, onde ângulos de foliação de 90^0 mostram uma maior resistência (29.895 e 38.426 MPa, no caso dos tarolos W3, como indicado na Tabela 28).

Ensaio de carga pontual (Point Load Test)

Também denominado Point Load Test (PL) ou ensaio Franklin, utiliza-se para determinar a resistência da compressão simples de fragmentos irregulares de rocha ou

de amostras de perfuração de sondagens, a partir do índice I_s, obtido no ensaio. Os resultados são mais fiáveis nestas amostras dos testemunhos de sondagem. O procedimento consiste em levar uma amostra à rotura, entre duas pontas cónicas metálicas acionadas por uma prensa portátil. A partir da carga de rotura obtém-se o índice I_s, que pode ser correlacionado com a resistência à compressão simples do material ensaiado:

Equação 12 - Índice de Carga Pontual (González de Vallejo, 2002).

$$Is = P / D^2$$

sendo P a carga de rotura e D o diâmetro do provete ou altura da amostra ensaiada (distância entre as duas pontas) (González de Vallejo, 2002). Os diâmetros foram calculados como prevê a norma ASTM D5731-02 (Figura 70).

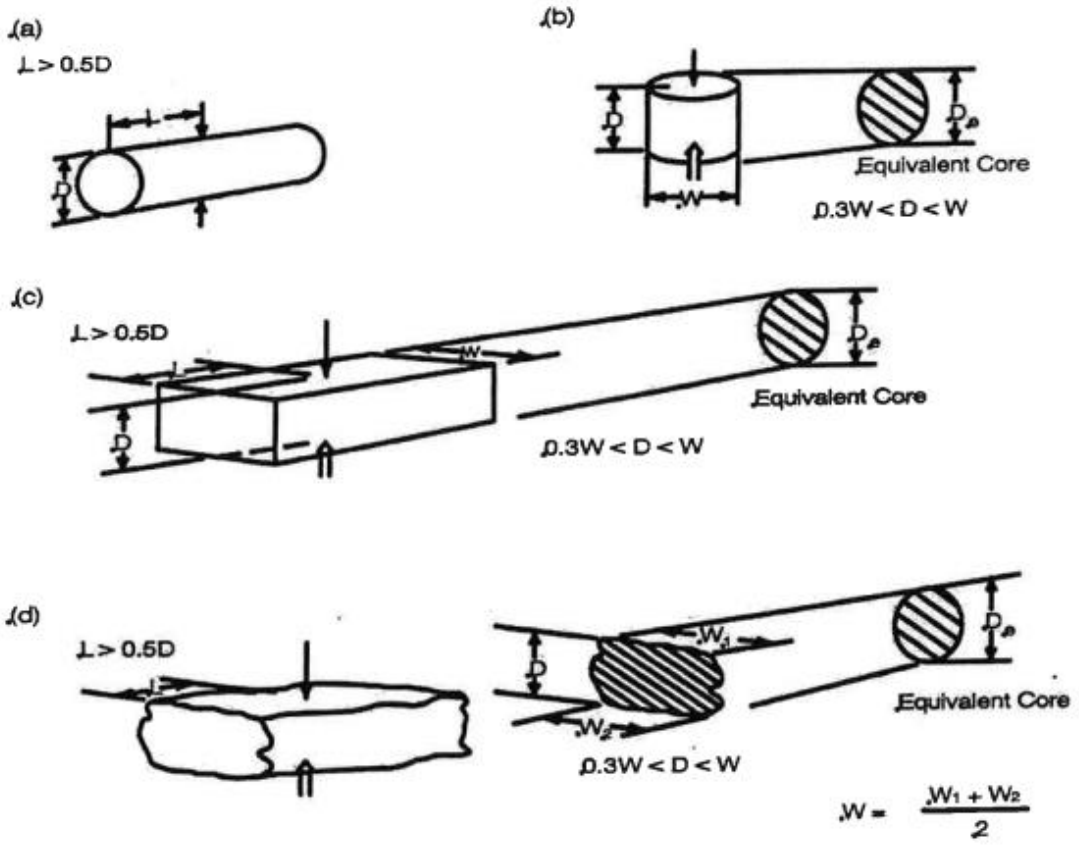


Figura 70 - Configurações de aplicação de carga e requisitos da forma do fragmento para (a) o ensaio diametral, (b) o ensaio axial, (c) o ensaio em bloco e (d) o ensaio em fragmentos irregulares (extraído de ASTM D5731-02)

Após a escolha das amostras a ensaiar, critério que se baseou nas sondagens que tinham material suficiente para a execução do ensaio, e de forma a que os pontos de amostragem fossem ligeiramente afastados para se obter correlações da unidade geológica em estudo, recorreu-se à marcação dos tarolos para a obtenção de 10

amostras, nas medidas referidas na norma do ensaio. Para a marcação das distâncias usou-se o equipamento da Figura 71. Depois das marcações, os tarolos foram levados para a serragem.



Figura 71 - Marcação do tarolo para serragem; Equipamento utilizado na medição das marcações.

Para este estudo, foram elaborados cinco ensaios Point-Load: quatro axiais e um diametral (Figura 72) no equipamento ilustrado nas figuras abaixo, com referência TS706.

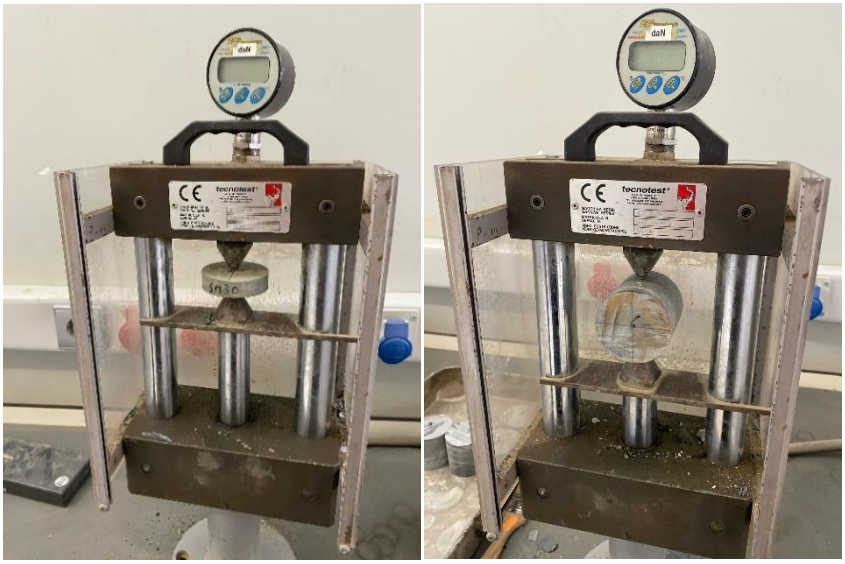


Figura 72 - Ensaio point-load axial; Ensaio point-load diametral.

Este ensaio apresenta as vantagens de ser um ensaio simples, que pode ser elaborado em campo, dado que o equipamento é de fácil transporte; podem ser ensaiados fragmentos de rocha de formas irregulares, o que facilita na escolha de um fragmento para submeter ao ensaio e pode ser correlacionado com o ensaio da resistência à compressão simples, que permite a retirada de conclusões e caraterização de um maciço.

Já a desvantagem deste ensaio, refere-se as limitações que a execução deste ensaio apresentou: no momento da serragem de um tarolo de sondagem, o mesmo pode fraturar, principalmente em rochas com anisotropia, como é o caso da litologia em estudo, impedindo que seja utilizado na realização dos ensaios. Esta situação sucedeu-se nas amostras escolhidas. Inicialmente tinha-se separado um maior número de tarolos de material provindo das sondagens, porém, e ao levar para serrar, os mesmos fraturaram segundo a xistosidade, impedindo que se usasse para os ensaios, reduzindo, por sua vez, a amostragem.

A norma deste ensaio refere ainda que para rochas com anisotropia muito demarcada o ensaio não é aconselhável, ou então terá de ser realizado segundo a direção preferencial de rotura (paralela), onde se vão registar os valores mais baixos de carga, e na direção contrária (perpendicular), permitindo obter os valores de carga mais altos.

Como referido, a quantidade de amostras para este ensaio encontra-se reduzida, dado que tarolos com comprimento suficiente retirados das sondagens são poucos e, alia-se o facto de que, ao passar as amostras pelo processo de serragem, as mesmas fraturavam segundo a xistosidade, impossibilitando a sua utilização para o ensaio. Deste modo, a malha do ensaio encontra-se limitada, tendo sido apenas ensaiada uma amostra em direção preferencial de rotura (ligeiramente paralela à xistosidade) e outras na direção que vá oferecer mais resistência do maciço (ligeiramente perpendicular à xistosidade). Não se recorreu à análise de fragmentos irregulares, pois o objetivo era utilizar o maciço dos tarolos de sondagens e executar os ensaios axiais e diametrais.

A Figura 73 mostra um exemplo de uma amostra antes (A) e depois (D) da execução do ensaio.

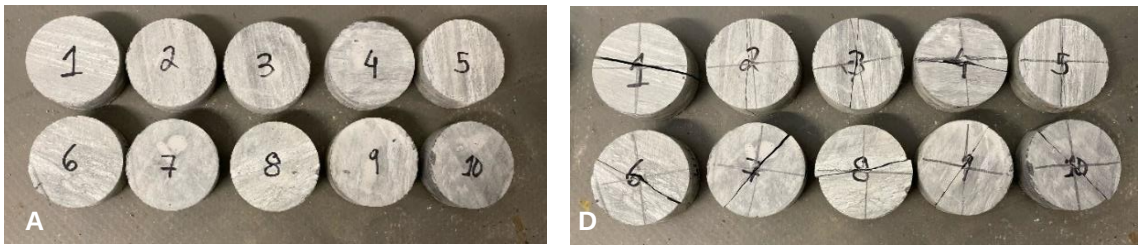


Figura 73 - Amostra SM19 antes (A) e depois (D) da execução do ensaio Point-Load axial.

Seguidamente apresentam-se os resultados (Tabela 29) e em anexo os boletins referentes a cada ensaio (anexo 11). Foi tido em conta o ângulo dos planos de anisotropia relativamente à ponteira do ensaio e a largura e altura dos provetes ensaiados.

Tabela 29 - Resultados dos ensaios laboratoriais na execução do ensaio Point-Load.

Amostra	Pk	Litologia	w	Tipo de ensaio	a (^{0})	W1 (mm)	D (mm)	Carga (daN)
SM30 (8,4 - 10m)	182+132	Xisto	W3	Axial	10	61,78	14	240
						61,68	15	180
						61,89	16	320
						61,81	9	120
						61,7	18	340
						61,84	16	270
						61,81	17	220
						61,86	14	210
						61,84	12	150
						61,84	17	150
SA8 (9,4 - 10,2m)	183+892	Xisto	W3	Axial	60	61,13	22	320
						61,1	21	140
						60,93	20	290
						61,12	21	200
						61,12	17	230
						61,03	15	260
						61,01	24	240
						61	18	80
						61,1	24	240
						61,18	16	210
SM19 (14,8-15,2m)	180+534	Xisto	W2	Axial	90	61,47	22	660
						61,54	22	710
						61,45	20	610
						61,61	20	780
						61,63	20	530
						61,51	20	760
						61,41	20	700
						61,52	21	720
						61,48	20	650
						61,52	19	580
SM16 (9,9-10,4)	180+229	Xisto	W3	Axial	28	61,33	19	120
						61,53	17	190
						61,45	19	240
						61,33	21	260
						61,4	22	340
						61,53	19	170
						61,39	21	240
						61,42	18	230
						61,58	20	60
						61,37	17	260
SM19 (14,1-14,8m)	180+534	Xisto	W2	Diametral	90	61,43	61,59	1590
						60,1	60,89	2420
						60,75	61,48	1230
						62,95	61,49	2540
						61,43	61,61	1410
						60,41	61,37	2200
						61,3	61,79	1100
						61,16	61,6	1210
						60,79	61,5	1860
						59,9	61,3	2150

Nota: As cargas são registadas em daN (decanewton).

Os ângulos de anisotropia registados variam de amostra para amostra, sendo que nas amostras SM19 foi registado um ângulo de 90^0, sendo esta direção perpendicular à xistosidade, oferecendo maior resistência; já na SM30 o ângulo passa a,

aproximadamente, 10^0 sendo este ângulo ligeiramente paralelo à xistosidade, mostrando-se mais favorável à rotura. As amostras SA8 e SM16, apresentam ângulos de 60^0 e 28^0, sendo que não podem ser comparadas perante a norma do ensaio, pois não são nem perpendiculares nem paralelas em relação à aplicação de carga.

Efetivamente, os resultados dos ensaios point-load nas amostras da sondagem SM19 revelaram os valores mais elevados de carga aplicada até à rotura. Este comportamento é justificado pelo reduzido grau de alteração (W2) e pela orientação da foliação, que se apresenta a 90^0, ou seja, perpendicular à direção da carga, o que confere maior resistência estrutural ao provete.

Em contraste, a amostra proveniente da sondagem SM30 apresenta um grau de alteração W3 e um ângulo da foliação de 10^0. Apesar da foliação se encontrar quase paralela à direção da carga, o que teoricamente favorecia a ocorrência de rotura, os valores de point-load não se revelam os mais baixos. Este comportamento é atribuído à integridade relativa do maciço, uma vez que o grau de alteração, embora superior ao da SM19, ainda permite que o material ofereça resistência considerável à aplicação de carga.

Por sua vez, quanto ao material da sondagem SA8, cuja material apresenta também um grau de alteração W3, mas com uma foliação a 60^0, os obtidos no ensaio registam uma descida acentuada. A amostra com pior desempenho foi a da sondagem SM16, que apresentou os valores mais baixos de resistência, exigindo uma carga substancialmente inferior para atingir a rotura, aliado a um grau de alteração W3 e o ângulo da foliação de 28^0, podendo assim afirmar que este é o material menos resistente.

O ensaio point-load, a partir das cargas registadas nos ensaios, permite calcular o valor de Is_{50}, que por sua vez vai permitir chegar a valores de UCS, sendo possível correlacionar o ensaio point-load com o ensaio de resistência à compressão simples. Os valores de I_s foram calculados através da Equação 12. Para chegar aos valores de Is_{50} necessários para a estimação do UCS, utilizaram-se dois fatores de correção, dependendo do diâmetro médio registado (Equações 13 e 14):

Equação 13 - Fator de correção aplicado no caso dos ensaios Point-Load axiais (extraído de ASTM D 5731-02).

$$F = (D/50)^{0.45}$$

Equação 14 - Fator de correção aplicado no caso do ensaio Point-Load diametral (extraído de ASTM D 5731-02).

$$F = \sqrt{(D/50)}$$

Por fim, e tendo os valores de Is_{50} de cada amostra, calculou-se o valor de UCS, com base na Equação 15.

Equação 15 - Estimação do valor de UCS (extraído de ASTM D 5731-02).

$$\delta_{ucs} = C\, I_{s(50)}$$

, onde C é um fator que depende da relação entre UCS e Is_{50}.

A tabela seguinte (Tabela 30) mostra os valores de Is_{50} obtidos dos cinco ensaios, assim como o valor de UCS estimado.

Tabela 30 - Valores de Is_{50} e UCS obtidos pelo ensaio Point-Load.

Amostra	W	Tipo de ensaio	Ângulo (^{0})	Is_{50}	UCS (MPa)
SM30	W3	A	10	1,54	26,95
SA8	W3	A	60	1,36	23,8
SM19	W2	A	90	3,76	65,8
SM16	W3	A	28	1,32	23,1
SM19	W2	D	90	4,3	105,35

É notório que quanto mais resistente o maciço, dado pelo seu grau de alteração mais baixo, maiores são os valores de Is_{50} associados, aliado a um ângulo ligeiramente perpendicular à foliação que faz com que o maciço ofereça uma maior resistência, no caso das amostras SM19.

A norma apresenta valores tabelados de C que podem ser usados para estimar a resistência à compressão simples, depedendo do diâmetro médio da amostra. No caso das amostras dos ensaios axiais, onde se registaram diâmetros próximos de 20mm, corresponde um valor de C de 17.5; para o ensaio diametral, e com um valor de diâmetro na ordem dos 60 mm, temos um valor de C de 24.5. Utilizando estes valores estipulados na norma, obtemos os resultados de UCS já apresentados na Tabela 30.

O valor de C pode também ser estimado pela média dos valores de UCS (registados no ensaio de resistência à compressão simples) e a média dos valores de Is_{50} obtidos no point-load, onde se obtem um valor diferente de C comparado ao tabelado na norma. Esta relação será apresentada na análise conjunta dos resultados.

Analisando os valores de UCS da Tabela 26, com os valores de UCS obtidos pelo ensaio point-load da Tabela 30, percebe-se que o ensaio point load oferece valores mínimos mais altos e máximos também mais elevados. Confrontando os dois métodos, obtêm-se algumas diferenças, marcadas pela anisotropia e heterogeneidade do maciço, assim como pelo fator C que também influencia os valores de UCS.

Ensaio de Desgaste de Los Angeles

A resistência ao desgaste é determinada por intermédio da máquina de Los Angeles introduzindo 5 a 10kg de amostra de rocha, com uma granulometria específica, num tambor giratório junto com umas bolas de aço (González de Vallejo, 2002) (Figura 74), pelo que o número de esferas é definindo perante a granulometria do agregado.

Submete-se a amostra a 500 ou 1000 voltas, a uma velocidade de 33 r.p.m. Uma vez terminado o período das voltas, faz-se passar o material retirado do tambor pelo peneiro 1.6mm, com o objetivo de separar os finos produzidos pelo desgaste a rotura do aço. O resultado do ensaio é a diferença entre a massa original da amostra e a correspondente no final do ensaio, expressa em percentagem (González de Vallejo, 2002). No fim do ensaio, é pesado o material que passa no peneiro 1.6mm, sendo este o material que foi "desgastado" no decorrer do ensaio.



Figura 74 - Tambor giratório onde se colocam as esferas de aço e a amostra e ensaiar; esferas de aço.

Após o ensaio, determina-se o coeficiente de Desgaste de Los Angeles (LA), dado pela seguinte fórmula (Equação 16):

Equação 16 - Cálculo do coeficiente de Desgaste de Los Angeles (extraído de NP EN 1097-2, 2002).

$$LA = \frac{5000 - m}{50}$$

Sendo o m, a massa retida no peneiro #1.6mm, após o ensaio (g).

No presente projeto, o ensaio foi realizado em 12 amostras recolhidas nas sondagens dos aterros da linha férrea existente, com o objetivo de avaliar a durabilidade dos elementos grosseiros do aterro, de acordo com a norma NP EN 1097-2. Os resultados estão indicados na Tabela 31.

As amostras ensaiadas correspondem ao horizonte superficial identificado nas sondagens, representando os depósitos de aterro. Os resultados obtidos compreendem valores entre 24.9% em SA6 e 47.1% em SA4. Observa-se que nas amostras onde se obteve uma maior percentagem de resistência à fragmentação, são amostras que menos material fino produziram na sequência do ensaio, havendo uma menor diferença entre a massa inicial da amostra e a massa final após o ensaio.

Podemos assumir que quanto mais baixo o valor do coeficiente de Desgaste de Los Angeles, mais resistente é a rocha ou o material. Assim, temos que para as amostras SA6, SA9 e SA15, o material é mais resistente, comparativamente aos restantes, dado que se obteve as percentagens mais baixas. Destaca-se a amostra SA4, pelo coeficiente de Los Angeles a 47.1%, indicativo de uma amostra com elevado desgaste, e consequentemente, pouco resistente.

A forma do agregado também influencia o valor de LA: quanto mais lamelar o agregado, tendência ao desgaste ele vai oferecer, pois apresenta-se mais frágil comparativamente a agregados arredondados. Em xistos o material parte tendencialmente de forma lamelar, o que vai favorecer uma maior tendência ao desgaste. Por este motivo, o ensaio não é muito representativo, pois não retrata a verdadeira resistência do agregado.

Ensaio de Fragmentabilidade

Segundo Luzia R. et al., 2000, o ensaio de fragmentabilidade é realizado segundo a Norma Francesa NF P 94-066 e tem por objetivo encontrar o Coeficiente de Fragmentabilidade, FR, o qual é dado pela razão entre o D_{10} de dois quilogramas de material de granulometria 10/20 ou 4080, dependendo da litologia, antes e após compactação com 100 pancadas com o pilão do Proctor Leve em molde CBR (Figura 75).

Contou-se com a execução de 12 ensaios para este método, sendo que todo o material é provindo de sondagens.



Figura 75 - Equipamento utilizado na compactação do material.

A interpretação deste parâmetro visa as possibilidades de emprego em aterro de materiais rochosos evolutivos e em leito de pavimento de certos materiais rochosos mais

ou menos friáveis, para os quais os coeficientes LA, MDE não têm sensibilidade (Corte, J. F., et al., 1992).

Os coeficientes de fragmentabilidade balizam-se entre os valores de 1%, em SA6, SA7 e SA11, e 2.5% em SA4, valores indicados na Tabela 31.

Constatamos que todas as amostras apresentam um coeficiente de fragmentabilidade inferior a 7, pelo que se classificam os materiais como rochas pouco fragmentáveis (Corte, J. F. et al., 1992).

Micro Deval Wet

O ensaio Micro-Deval foi desenvolvido na França, durante os anos 60, e foi baseado no teste Deval, desenvolvido em 1900. O ensaio Micro-Deval permite a medição da abrasão, resistência e durabilidade de agregados minerais através de ações de abrasão entre partículas agregadas e entre partículas agregadas e esferas de aço, na presença de água. O ensaio micro-deval envolve a abrasão de uma amostra graduada dentro de um tambor de pequeno diâmetro (194 ± 2mm) com esferas de aço na presença de água. As amostras são colocadas em dois litros de água por um período mínimo de 1 hora antes do ensaio. Tanto o agregado como a água são colocadas no tambor. O tambor é girado a uma taxa de 100 ± 5 rpm por duas horas. Dentro deste tambor não existem prateleiras, sendo que a abrasão é causada entre os as partículas dos agregados (Cooley Jr. et al., 2002) (Figura 76).



Figura 76 - Tambor e respetivas esferas; Equipamento utilizado para a execução do ensaio.

Para a determinação do coeficiente de Micro-Deval, utiliza-se a Equação 17:

Equação 17 - Cálculo do coeficiente de Micro-Deval Wet (extraído de NP EN 1097-1 2002).

$$M_{DE} = \frac{500 - m}{5}$$

Sendo m, a massa retida no peneiro #1.6mm (ou massa das partículas de dimensão superior a 1.6mm), após o ensaio (g).

Para a determinação da degrabilidade do material segundo o ensaio Micro Deval Wet, foram elaborados 12 ensaios, de material de sondagens dos aterros, segundo a norma NP EN 1097 – 1: 2012), com os resultados expostos na Tabela 36.

Perante os resultados expostos, demarca-se que o valor mais alto registado foi de 97.1% em SA4, e o valor mais baixo de 44.82% em SA6.

Da mesma forma que o ensaio de Desgaste de Los Angeles, e para o coeficiente Micro Deval Wet, quando mais baixa a percentagem obtida, mais resistente é o material. Analisando a Tabela 31, temos a amostra SA6 como a que contém material mais resistente e a SA4 com material menos resistente.

Tabela 31 - Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais de fragmentação e desgaste nos materiais.

Amostra	Nº amostra	Pk	Resistência à fragmentação (LA)	Resistência ao desgaste (MDW)	Coeficiente de Fragmentabilidade
SA3	11118	175+459	31,5	56,88	2
SA4	11119	176+000	47,1	97,1	2,5
SA5	11120	176+087	40,1	82,52	1,2
SA6	11122	176+247	24,9	44,82	1
SA7	11123	182+932	36,2	84,16	1
SA8	11124	183+892	38,4	73,98	2,1
SA9	11125	185+202	29,9	53,56	1,4
SA11	11126	186+989	30,7	63,96	1
SA12	11127	187+128	37,1	84,56	2,1
SA15	11131	195+880	29,6	69,98	1,8
SA19	11136	198+384	33,9	72,98	1,1
SA20	11138	198+578	30	50,9	1,2

Ao analisar os dados na sua integra, percebemos que há uma relação entre os ensaios. De facto, a amostra SA6, apresenta os valores mais baixos relativos aos três ensaios, como foi exposto na apresentação de resultados de cada ensaio.

Estas variáveis são diretamente proporcionais quando analisadas em conjunto, onde os valores de resistência à fragmentação são sempre mais baixos que os valores de resistência ao desgaste.

De uma forma geral, verifica-se que a amostra SA6 apresenta uma percentagem dos coeficientes analisados reduzida, o que indica uma maior resistência do material desta amostra; já para a amostra SA4, os valores dos coeficientes são mais elevados, indicando uma menor resistência destes. As amostras SA5, SA7 e SA12 também apresentam valores elevados, comparativamente aos restantes, podendo afirmar que os materiais destas amostras são, também, menos resistentes.

A interpretação dos resultados destes ensaios visa sobretudo as possibilidades do emprego destes materiais em leito de pavimento, até mesmo em camada de pavimento (Corte, J. F. et al., 1992).

A classificação GTR permite atribuir, segundo os resultados dos ensaios de Desgaste de Los Angeles, Micro Deval Wet e Coeficiente de Fragmentabilidade, uma classe específica. A Tabela 32 mostra essa classificação, para a tipologia de material ensaiado.

Tabela 32 - Classificação dos materiais rochosos (evolutivos e não evolutivos) - Classe R da classificação GTR (adaptado de Corte J., F, et al., 2000).

Classificação segundo a natureza			**Classificação segundo o estado hídrico e comportamento**		
Natureza petrográfica da rocha		**Características principais**	**Parâmetros e valores limites considerados**	**Subclasse**	
Rochas magmáticas e metamórficas	R_6: Granito, basalto, antracite, andesito… Gesso, xistos metamórficos, xistos ardosífero	Os materiais desta classe podem ter características mecânicas muito diferentes; em particular, a sua fragmentabilidade e a sua friabilidade podem variar bastante (de fraca a muito elevada). Os materiais das classes R61 e R62 não se alteram nas obras, sob o efeito das contrações mecânicas e da água; mas em contrapartida, os da classe R63 têm um comportamento vizinho do das classes R34 e R43.	LA≤45 e MDE≤45	Rochas magmáticas e metamórficas duras	R61
			LA>45 ou MDE>45 e FR≤7	Rochas magmáticas e metamórficas de dureza média	R62
			FR>7	Rochas magmáticas e metamórficas fragmentáveis ou alteradas	R63

Segundo a Tabela 31, os resultados do ensaio de Desgaste de los Angeles são sempre inferiores a 47%; por outro lado, os resultados do ensaio Micro Deval Wet são sempre superiores a, aproximadamente, 45%. O coeficiente de fragmentabilidade é sempre inferior a 2.5. Perante a Tabela 32, de acordo com a classificação GTR, podemos encaixar estes resultados na subclasse R62, dado que temos os resultados de MDW>45 e FR<7. Os materiais são assim classificados como rochas magmáticas e metamórficas de dureza média.

Também o Caderno de Encargos de Obra, 2009 da Estradas de Portugal, S.A., apresenta a mesma classificação perante os resultados dos ensaios, do ponto de vista da sua reutilização na construção de aterros e da definição das condições de aplicação (Figura 77).



Figura 77 - Reutilização de materiais rochosos na construção de aterros (excerto do Caderno de encargos de obra, 2009, Estradas de Portugal, S.A.).

Tendo em conta ainda a classificação GTR apresentada, o mesmo autor define as seguintes condições de utilização para os materiais ensaiados (Tabela 33):

Tabela 33 - Condições de utilização (adaptado de Corte J.F. et al, 1992).

Solo	Observações gerais	Condições de utilização
R62	Materiais rochosos de dureza média, evoluindo granulometricamente em obra para um solo blocoso. Esta evolução granulométrica pode ser particularmente acelerada em período chuvoso sob tráfego.	As condições dependem da natureza e do estado do solo obtido em obra. Estes materiais classificam-se geralmente em C_7, e por vezes em C_5 ou em D_5. Em cada caso, o geotécnico deve precisar o solo mais provável a que se chega no final da execução.

Como já referido, os valores de MDW são sempre superiores aos do LA, indiciando que os materiais são sensíveis à água, apresentando um elevado desgaste aquando do seu contacto.

Em geral, os resultados (Degaste de Los Angeles, coeficiente de fragmentabilidade e Micro Deval Wet) indiciam uma resistência ao desgaste média a elevada, dados os valores elevados de Micro Deval, os valores médios do Desgaste de Los Angeles, e os reduzidos coeficientes de fragmentabilidade. Esta variabilidade entre os ensaios de DLA, MDW e o coeficiente de fragmentabilidade é, de novo, justificada pela heterogeneidade dos materiais do aterro, sendo que os mesmo são constituídos por solos areno-argilsos, balastro e fragmentos de xisto. A diversidade litológica observada nos depósitos de aterro reflete-se, assim, na a amplitude dos valores de desgaste obtidos nos diferentes ensaios.

Neste contexto, a combinação dos vários métodos descritos ao longo deste relatório, permite uma análise mais aprofundada e abrangente do terreno, uma vez que cada ensaio fornece parâmetros distintos e complementares (Tabela 34). A tabela seguinte mostra os diferentes métodos e os respetivos dados obtidos, cuja integração possibilita a formulação de conclusões fundamentadas sobre as condições geotécnicas e a aptidão dos materiais para as intervenções propostas.

Tabela 34 - Métodos de obtenção de dados para a cartografia geotécnica (adaptado de González de Vallejo, 2002).

Método	**Dados**
Fotointerpretação e teledeteção	Cartografia de solos e rochas Estruturas geológicas Hidrologia e redes de drenagem Processos dinâmicos
Reconhecimentos e retirada de dados de campo	Detalhes geológicos e geomorfológicos Dados e medidas geológico-geotécnicas
Métodos geofísicos	Resistividade elétrica: Porosidade, fraturação, saturação e salinidade Profundidade do nível freático Profundidade do substrato rochoso Sísmica: Densidade, módulos de deformação Grau e profundidade de zonas alteradas Profundidade do substrato rochoso
Sondagens e poços	Comportam amostras representativas Permitem a observação direta dos materiais Propriedades físicas e características do terreno Condições hidrogeológicas
Ensaios *in situ*	Propriedades resistentes e deformacionais Tensões naturais Permeabilidade, pressão de água Dados de ensaios em sondagens
Ensaios de laboratório	Propriedades físicas e mecânicas dos materiais

Outros métodos foram também executados neste projeto, tal como carotagens, verticais e horizontais, essencialmente nos pilares, abóbadas e hasteais das pontes e passagens hidráulicas, de forma a caracterizar o material ocorrente. Dado que se afastavam do objetivo deste estudo, não foram incluídas informações relativas a este tópico.

Dos parâmetros indicados na tabela acima, estão previstos, na próxima fase do estudo prévio, os ensaios geofísicos, que vão permitir o estudo das estruturas em profundidade.

5. Análise conjunta dos resultados obtidos: correlações e discussão

Este capítulo conta com uma análise conjunta dos resultados referentes às diversas fases do projeto – ensaios *in situ*, ensaios laboratoriais e lâminas delgadas – sendo feitas correlações dos resultados obtidos entre os diferentes métodos usados, de forma a ser possível caracterizar os materiais observados: depósitos de aterro e xistos da Formação da Desejosa.

Ensaios *in situ*

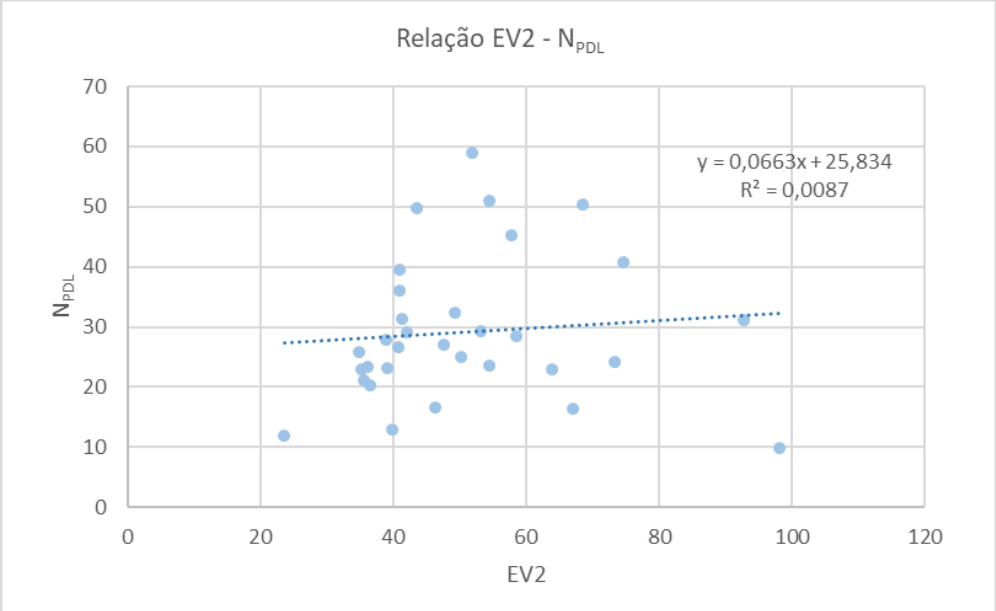
Os ensaios *in situ* efetuados, permitiram avaliar, quer o índice de penetração dado pelo número de pancadas por cada 0.10m de terreno, quer a deformabilidade do terreno de fundação dado pela curva carga-assentamento, de acordo com os ensaios PDL e ECP, respetivamente.

Do ensaio PDL notamos que os valores não "crescem" linearmente no sentido das 100 pancadas (nega do ensaio), justificado pela heterogeneidade do aterro.

No que diz respeito aos resultados dos ensaios ECP, verifica-se que valores mais baixos do modulo de reação estão associados a valores mais eelvados de EV1 e EV2. O módulo de reação, K, varia entre 1.65 e 8.88, havendo mais valores na ordem dos 4 a 5. Com base nesta distribuição, é possível afirmar que o solo se apresenta, de forma geral, medianamente a pouco compactado. Importa salientar que valores mais baixos de K, correspondem a melhores condições do solo, refletindo um grau de compactação mais elevado.

O gráfico seguinte (Gráfico 10) mostra uma possível relação entre o número de pancadas do PDL e os valores de EV2 do ensaio de carga em placa. Verifica-se que quanto maiores os valores de EV2, menores são os de N_{PDL}. Há uma concentração dos valores entre o intervalo de 37 MPa a 60 MPa em EV2, onde aqui se registam os valores de N_{PDL} tendencialmente mais elevados. A linha de tendência mostra que apenas 0.008% dos valores se encaixam nesta relação, indicativo de uma muito fraca coerência nos resultados das duas variáveis analisadas.

Gráfico 10 - Relação dos valores de EV2 com a média dos valores de N_{PDL}.



Nota: Os valores de N_{PDL} considerados são a média do primeiro metro de ensaio, tendo em conta a área de influência da placa de 60cm do ECP, descartando a profundidade do balastro considerada no ECP, e a nega do ensaio PDL para não influenciar os resultados. Quando não existiam valores até a essa profundidade, considerou-se até à profundidade existente. Quando a profundidade descartada nos ensaios ECP era igual ao superior à profundidade do ensaio PDL, o mesmo era desconsiderado.

É ainda possível correlacionar o módulo de deformabilidade vertical (EV1 e EV2) com o teor em água. Deste resulta o Gráfico 11, segundo as informações da Tabela 35:

Gráfico 11 - Relação entre EV1/EV2 e o teor em água.

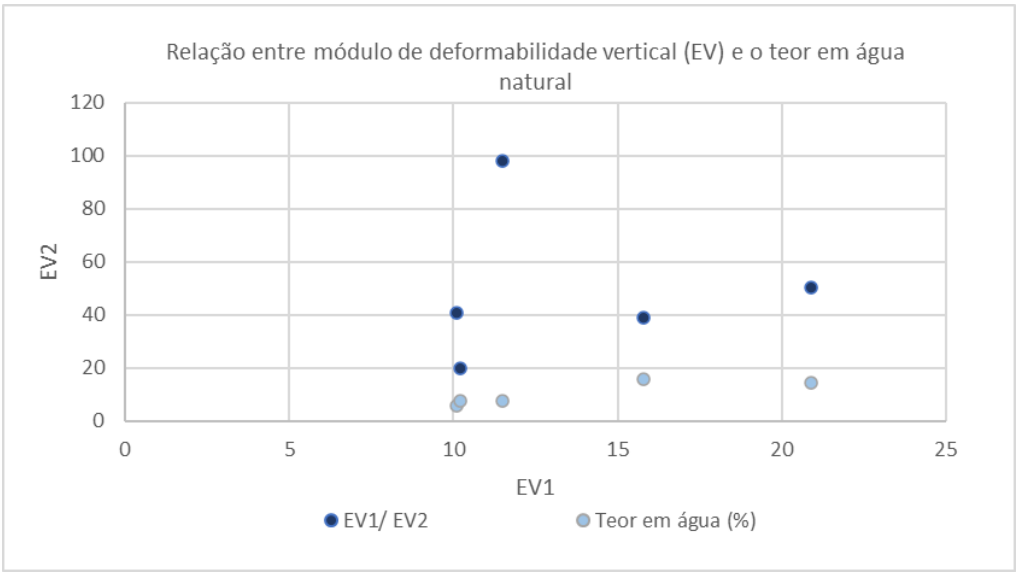


Tabela 35 - Valores de EV1 e EV2 e os respetivos teores em água.

Poço	EV1 (MPa)	EV2 (MPa)	Teor em água (%)
P7	10,1	40,8	5,9
P25	10,2	19,7	7,6
P26	11,5	98,1	7,5
P30	15,8	39,1	15,7
P37	20,9	50,2	14,4

Seria de esperar, por norma, que para um teor em água menor, correspondessem os valores mais elevados de EV1 e EV2. Destacam-se os valores do poço P26, que para o seu elevado valor de EV2, corresponde o menor teor em água obtido, dado que quando a estrutura do solo se encontra preenchida por água e há compactação do mesmo com diferentes escalões de carga, a sua deformabilidade será maior, dada pela libertação dos poros e compactação do solo.

Pelo Gráfico 11, é percetível a baixa e praticamente inexistente correlação entre os módulos de deformabilidade e o teor em água natural das amostras.

Ensaios laboratoriais

Ensaios laboratoriais em solos: correlação de resultados

Perante as análises efetuadas que possibilitam a classificação dos solos, podem-se fazer os seguintes reparos:

Para as sondagens em obras de arte (PAG-S2 e PIPED-S1) as percentagens de areia são bastante mais elevadas e consideravas, comparativamente às percentagens de seixos/cascalhos, indicativo de um solo mais arenoso, como comprova a classificação ASTM atribuída como areia argilosa; o cariz argiloso refletido na sua classificação vem justificado pelos seus índices de plasticidade de 16 e 10%, decorrente de um teor em água a 9.7 e 9.3%.

Para as sondagens em aterros, temos que as percentagens de seixo/cascalho são ligeiramente mais elevadas quando comparadas às percentagens de areia, levemente menos argilosa em alguns casos e mais argilosa noutros, dado pelos valores de IP entre 8 e 21%, e teores em água de 2.5% a 14.2%, vindo refletido na sua classificação ASTM, que em geral são classificadas como cascalho argiloso ou cascalho mal graduado. Aos valores mais altos de IP, associam-se as duas classificações de solos mais distintas, como areia argilosa.

Por fim, e para os poços de reconhecimento, temos, tal como para as sondagens em aterros, uma maior percentagem cascalhos/seixos em praticamente todas as amostras, com índice de plasticidades entre 6 e 14%, associado a um teor de água compreendido entre 5.9 e 15.7%, classificados principalmente como um cascalho argiloso.

Deste modo, e em geral, podemos classificar o aterro amostrado como materiais constituídos essencialmente por cascalhos/seixos associados a solos areno-argilosos, que reflete o que é observado quer nas amostras das sondagens, quer nas amostras dos poços, justificado pelos solos areno-argilosos identificados, assim como os fragmentos de rocha de diversas dimensões encontradas.

Por sua vez, e perante a classificação AASHTO exposta acima, podemos classificar os solos em estudo perante o seu comportamento na camada sob o pavimento muito variável, entre excelente a boa e fraca a pobre, destacando-se que quanto mais argilosos ou siltosos os solos se apresentam, mais fraco é o seu comportamento na camada sob o pavimento. Como, em geral, os materiais são granulares, as suas condições são, de um modo geral, boas. Porém, o cariz argiloso identificado deve ser tido em consideração nas suas condições para camada sob o pavimento, degradando ligeiramente as condições.

Quanto aos resultados dos ensaios Proctor e CBR realizados nas amostras de depósitos aterro, estes permitem avaliar a estabilidade e desempenho da camada em questão, como a sua compactação e possível expansibilidade, assegurando que o solo apresenta as condições adequadas para a sua utilização em obra, já que no ensaio CBR ensaiamos as piores condições do solo em obra, podendo prever o seu comportamento nas piores condições.

Efetivamente, e tendo-se obtido valores de densidade seca máxima entre 2.08g/cm^3 e 2.18 g/cm^3, mostra que o solo apresenta uma boa capacidade de compactação, assim como um baixo índice de vazios após compactado. O intervalo de valores referido, indicia um solo granular, com um teor significativo de partículas grosseiras, com cascalho, o que é coincidente com a classificação ASTM obtida, assim como pelos valores das análises granulométricas. A gama de valores obtida no teor em água ótimo, entre 5.5 e 8.7% é relativamente baixa, quando comparada, por exemplo, aos teores em água naturais obtidos, o que reforça a presença de partículas mais grosseiras, dado que estas exigem menos água para alcançar o teor ótimo de compactação, comparativamente a solos com elevado teor de finos, como siltes e argilas.

Os valores de proctor obtidos indicam um bom potencial de compactação, com baixa exigência de humidade, sendo adequados para a utilização em camadas de aterro compactado, especialmente em contextos onde se requer uma elevada resistência e estabilidade. Os valores de densidade seca máxima obtidos evidenciam a boa capacidade de acomodação das partículas, contribuindo para a redução de assentamentos ao longo do tempo, condições favoráveis neste tipo de obra.

Já para os valores de $CBR_{95\%}$, que variam entre 7% e 16%, indicando um nível de suporte moderado, tendo condições satisfatórias para uso em camadas inferiores como subleito compactado, ou no corpo do aterro, tal como prevê os dados da Tabela 25. Em alguns casos, o material é ainda admissível na parte superior do aterro, tal como visto na apresentação dos resultados e de acordo com os valores tabelados. O enquadramento dos valores obtidos não coincide perfeitamente com os valores tabelados, dada pela heterogeneidade dos depósitos.

Já a expansão específica é considerada baixa (entre 0.16% e 1.45%), o que é favorável, indicando que não há risco significativo de expansão volumétrica indesejada que prejudique uma possível estrutura em obra. Esta expansão específica reduzida é justificada pelos solos serem classificados como arenosos ou cascalhento, porém o cariz argiloso deve ser tido em conta pois pode alterar as condições em obra, como já referido.

Em geral, o solo analisado pode ser usado em aterros compactados, dadas as suas características perante os ensaios laboratoriais em solos.

Ensaios laboratoriais em rocha: correlação de resultados

De acordo com os ensaios laboratoriais em rocha, é possível arranjar correlações entre os seguintes grupos de ensaios:

- **Ensaio de Desgaste de Los Angeles, Coeficiente de Fragmentabilidade e Micro-Deval Wet:**

Os resultados obtidos nestes três ensaios são bastante coerentes e linerares, tendo em conta que os valores mais baixos e os mais altos definidos pelos ensaios encontram-se sempre nas mesmas amostras.

Como visto, o ensaio de Desgaste de Los Angeles mostra valores de desgaste entre os 24.9% e 47.1%, sendo os valores na ordem dos 30% muito comuns. Os valores de Desgaste de Los Angeles sugerem uma resistência do material moderada/mediana à

abrasão. Estes valores devem ser avaliados com precaução dado que uma maior percentagem de desgaste é um fator negativo para pavimentos que envolvam alto tráfego, como é o caso de linhas férreas.

Para o ensaio Micro-Deval Wet, temos o valor mais alto registado de 97.1%, e o valor mais baixo de 44.84%. Estes valores sempre superiores a 44.84%, mostram que o horizonte ensaiado apresenta uma fragmentação mais elevada na presença de água, sendo que, para locais onde o material esteja constantemente exposto à água, estes não são aconselháveis.

Por fim, para o coeficiente de fragmentabilidade obteve-se valores entre 1% e 2.5%. Os baixos valores do coeficiente são bons indicadores, demonstrando uma boa resistência do material.

Percebe-se assim que, quanto maior a percentagem do ensaio de Desgaste de Los Angeles, quanto maior o coeficiente de fragmentabilidade e a percentagem para o Micro-Deval Wet, piores condições físicas e mecânicas apresenta a amostra. É notório, que nos três ensaios, a amostra SA4 apresenta os valores mais elevados, indicando um solo com elevado desgaste. Pelo contrário, a amostra SA6 é a que apresenta os valores mais baixos, indiciando uma maior resistência ou desgaste, abrasão e fragmentabilidade. Os materiais das duas amostras são de locais com alguma proximidade, o que evidencia a alta heterogeneidade dos materiais dos depósitos de aterro.

Segundo a classificação GTR, e perante os resultados expostos, classifica-se a tipologia de amostras ensaiadas como rochas de dureza média, sendo uma litologia que apresenta desgaste a abrasão moderados, como comprovado pelos resultados.

— **Ensaios de resistência à compressão simples e Point-Load:**

Outras correlações possíveis de se efetuar são as correlações entre os ensaios de resistência à compressão simples e os ensaios point-load, sendo que os objetivos dos ensaios são os mesmos. Efetivamente os tarolos ensaiados, tanto num ensaio como noutro, não correspondem aos mesmos locais, porém correspondem à mesma unidade geológica sendo este parâmetro utilizado como base na sua comparação.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples realizados em amostras obtidas nas sondagens, situam-se entre 83.531 MPa e 4.331 MPa. No caso dos ensaios de carga point-load (Point Load Test), os valores estimados de UCS, calculados a partir do índice de resistência à carga pontual (Is_{50}), variam entre 23.1 MPa e 105.35 MPa.

Para a estimativa da resistência à compressão simples a partir do Is_{50} foram considerados os fatores de correlação (C) definidos na norma: um valor de C=17.5 para os ensaios axiais, e C=24.5 para o ensaio diametral, conforme especificado nos resultados obtidos.

Porém, e tendo valores de UCS e I_s do ensaio point-load, podemos chegar a um valor de C diferente, considerando a média dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples e a média dos valores de Is_{50} dos ensaios point-load. Desta forma, temos (Tabela 36):

Tabela 36 - Valores de UCS obtidos pelo ensaio de resistência à compressão simples e valores de IS50 obtidos no ensaio point-load.

UCS	Is_{50}
33,862	1,54
29,895	1,36
3,437	3,76
23,797	1,32
7,806	4,3
31,613	
38,426	
4,631	
83,531	

Dos valores da Tabela 36, obtemos uma média de 28.5553 MPa para UCS e uma média de 2.456 para Is_{50}. Aplicando a Equação 15, e tendo a média dos valores atrás referidos, chegamos a um valor de C de 11.63. Aplicando o respetivo valor de C aos resultados de Is_{50} do point load, temos (Tabela 37):

Tabela 37 - Comparação entre valores de UCS obtidos com C tabelado na norma e C retirado da dedução do ensaio de resistência à compressão simples e do point-load.

UCS com C=17,5 (A) e 24,5 (D)	UCS com C=11,63
26,95	17,91
23,8	15,82
65,8	43,73
23,1	15,35
105,35	50

Neste caso, a média de valores de UCS, obtida diretamente através do pelo ensaio de resistência à compressão simples é de 28.5553 MPa. De forma comparável, a média estimada de UCS a partir do ensaio de carga pontual, utilizando um fator de correlação de 11.63, é de 28.5633, valores praticamente coincidentes, o que evidencia uma boa

coerência entre os dois métodos. Os valores individuais de UCS obtidos por ensaio direto situam-se entre 3.437 MPa e 83.531 MPa, enquanto os valores estimados via point-load, com C=11.63, variam entre 15.35 MPa e 50 MPa, mantendo-se numa faixa compatível com a tendência observada nos ensaios laboratoriais.

Por outro lado, ao aplicar os coeficientes de conversão definidos na norma, os valores estimados de UCS através do ensaio point-load situam-se entre 23.1 MPa e 105.35 MPa, com uma média de aproximadamente 49 MPa. Neste caso, observa-se uma fraca coerência com os valores obtidos nos ensaios de compressão simples, refletindo uma possível sobrestimação da resistência quando utilizados coeficientes tabelados.

Os gráficos seguintes mostram a correlação existente entre os valores de Is_{50} obidos, com os valores de UCS estimados pelo valor de C calculado (Gráfico 13), e os valores de UCS obtidos a partir dos valores de C indicados na norma (Gráfico 12).

Gráfico 12 - Correlação entre Is_{50} e UCS com valores de C segundo a norma do ensaio.

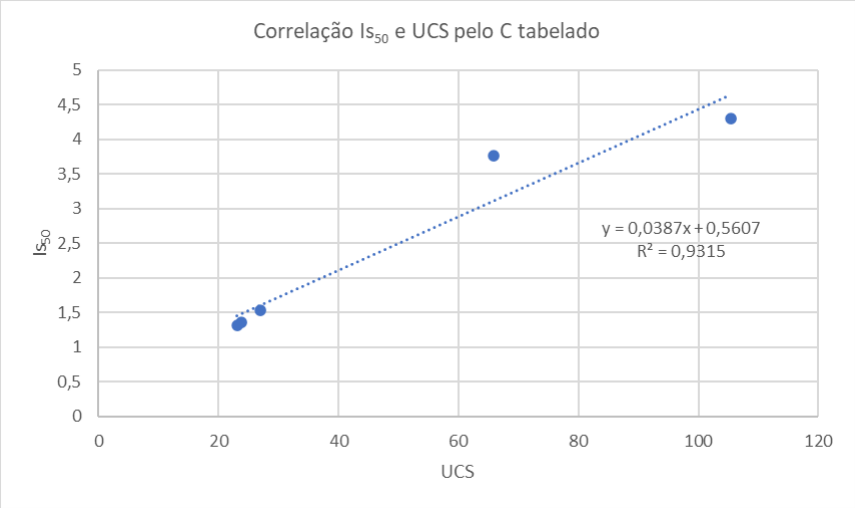
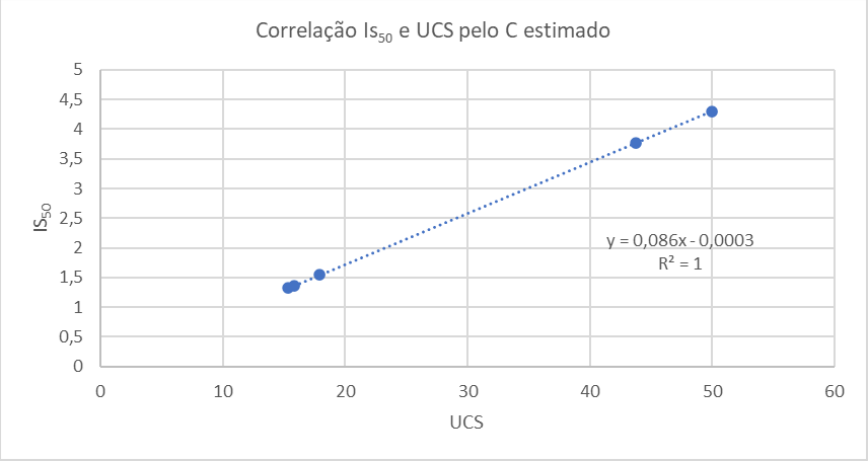


Gráfico 13 - Correlação entre Is_{50} e UCS com valor de C calculado segundo os valores médios de UCS e Is_{50}.



Dos gráficos acima, percebemos que os valores de UCS em relação aos valores de Is_{50} obtidos no ensaio point load são bastante coerentes. Usando os valores de C tabelados na norma, temos 93% dos pontos a estarem linearmente inseridos nesta relação. Já para o C estimado, temos que todos os valores são coerentes nesta relação (100%).

Santarém Andrade, P., Almeida Saraiva, A., 2010 apresentam no seu trabalho valores de referência para filitos e metagrauvaques de índice de durabilidade, Is_{50} e de UCS (Figura 78).

Figura 78 - Índice de durabilidade ao desintegramento no segundo ciclo [Id (segundo ciclo)], resistência ao carregamento pontual corrigida para um diâmetro de amostra de 50 mm (Is50), resistência à compressão uniaxial (UCS) e valores de dureza por ressalto do martelo de Schmidt (R) das rochas estudadas.(Santarém Andrade, P., Almeida Saraiva, A., 2010).

Rock type	I_d (second cycle) (%)	I_{s50} (MPa)	UCS (MPa)	R
Phyllites W1-2	90.7–98.9	1.4–3.8[a]	45.2–52.2[a]	25.2–38.9[a]
		1.2–2.3[b]	40.3–45.6[b]	22.6–36.0[b]
Phyllites W3	59.6–98.2	0.6–3.9[a]	25.8–35.2[a]	18.2–35.0[a]
		0.4–1.4[b]	24.0–33.1[b]	17.1–32.0[b]
Phyllites W4	33.7–96.6	0.4–3.0[a]	16.6–23.9[a]	14.9–30.0[a]
		0.3–1.0[b]	17.0–21.0[b]	14.2–28.0[b]
Metagreywackes W1-2	92.1–99.1	2.8–7.1	51.4–73.9	27.8–40.0
Metagreywackes W3	58.5–98.6	1.0–3.2	32.4–50.8	18.0–34.4
Metagreywackes W4	44.8–97.6	0.9–2.8		16.9–30.2

[a] Direction of loading normal to the schistosity

[b] Direction of loading parallel to the schistosity

Os valores obtidos nos ensaios efetuados mostram-se coerentes com os valores de referência de Santarém Andrade, P., Almeida Saraiva, A., 2010 no caso dos filitos W1-2.

O que mais influencia os valores de UCS é, efetivamente, a natureza litológica ensaiada, assim como os respetivos graus de alteração. No caso de amostras com anisotropia, como é o caso, esta é também uma condicionante nos ensaios.

Existe uma variabilidade significativa entre UCS determinado no ensaio de resistência à compressão simples e UCS estimado no ensaio point-load, que se pode justificar por se estar a ensaiar amostras de rocha com diferentes graus de alteração, aliada à anisotropia forte do xisto, que influencia diretamente o comportamento mecânico do material, assim como na diferença do valor de C utilizado. Fatores tectónicos podem também estar na base dos valores de UCS serem distintos: proximidade a zonas de falha, com material mais fraco e tectonizado, levam a um maciço menos resistente. Justifica-se esta diferença e gama tão ampla de valores pela heterogeneidade interna do maciço.

— Lâminas delgadas

Dada a homogeneidade analisada macroscopicamente das amostras, não seria de esperar uma diferença muito marcante nas lâminas delgadas deste material. De facto, as lâminas mostram uma generalidade de texturas granoblásticas e lepidoblásticas, podendo caracterizá-las como texturas granolepidoblásticas. Denota-se uma grande deformação dada pelo metamorfismo, criando um bandado intercalar entre texturas quartzo-feldspáticas e micáceas. Os minerais de quartzo estão intercrescidos na matriz micácea, com estes últimos minerais a demarcar-se segundo um alinhamento preferencial.

As lâminas SM-12 e SM-13, associadas ao Talude 1 estudado pela recolha de campo e pelas análises cinemáticas, contêm texturas "bandadas" entre granoblástica e lepidoblástica, demarcando a já referida textura granolepidoblástica. Como visto, macroscopicamente, o talude apresenta-se compartimentado entre bancadas de alternâncias grauváquicas e pelíticas, de grão muito fino, quase impercetível. Das lâminas associadas a este talude é identificada uma textura granolepidoblástica.

Já a lâminas SM-61 está associada ao Talude 2, onde este apresenta a sua compartimentação em bancadas mais verticalizadas e espaçadas, de aspeto mais pelítico. Por sua vez, as lâminas mostram uma textura granoblástica mais demarcada, quando comparada à textura das lâminas SM12 e SM13, bastante deformada e alterada.

A maior diferença composicional está na lâmina da amostra PAG-S2, aspeto já visível macroscopicamente, que, de facto, é comprovado pela sua observação microscópica. Aqui os grãos de quartzo de grandes dimensões anédricos e euédricos marcam a composição da lâmina, com grandes alterações e deformações visíveis e alinhamentos minerais bem percetíveis.

As lâminas delgadas mostram, efetivamente as alternâncias que constituem os planos de xistosidade do material, que influencia em todos os ensaios realizados, especialmente os ensaios em rocha. As dobras, alterações por óxidos de ferro e intercrescimentos do material vêm a justificar o grau de alteração atribuído aos materiais nas sondagens.

6. Conclusões

Os estudos geológico-geotécnicos são determinantes para garantir a segurança, viabilidade e eficiência técnica da intervenção numa obra, sendo uma ferramenta essencial para gerir o risco geológico e realizar obras seguras, no mais curto espaço de tempo e pelo menor preço possível. Através do reconhecimento geológico-geotécnico e dos ensaios a ele associados, procura-se parametrizar os maciços geológicos e avaliar o seu comportamento mecânico, de modo a obter soluções construtivas o mais adequado possível.

No âmbito do presente estudo prévio geológico e geotécnico, do projeto de remodelação da linha de caminho de ferro do Douro, troço entre Pocinho e Barca D'Alva, foi possível avaliar as condições geológicas e geotécnicas das duas litologias presentes: depósitos de aterro e xistos da Formação da Desejosa. Ambas as litologias foram caracterizadas por ensaios diversos, cuja análise integrada conduziu à sua parametrização geotécnica.

A caracterização da plataforma e dos depósitos de aterro subjacentes, foi efetuada com base na análise conjunta das sondagens geotécnicas, dos poços de reconhecimento, e dos ensaios *in situ* (PDL e ECP), que juntamente com os resultados dos ensaios laboratoriais, permitiram concluir o seguinte:

- O aterro é uma litologia sempre presente em todas as investigações *in situ* (sondagens e poços), possui espessura variável e compreende solos areno-argilosos, balastro e fragmentos rochosos xistentos de diversas dimensões. Nas sondagens, os valores de N_{SPT} aumentam com a profundidade, com variações pontuais atribuídas à natureza marcadamente heterogénea do aterro;
- Os ensaios *in situ* confirmam a natureza heterogénea dos aterros, evidenciada pela variação do número de pancadas (N_{PDL}) nos ensaios de penetração dinâmica. Apesar desta heterogeneidade, os ensaios de carga identificaram solos medianamente a pouco compactos, regidos pelos valores de K entre 1.65 e 8.88;
- Os ensaios laboratoriais permitem classificar o aterro, de forma geral, como um material cascalhento/ arenoso, conforme indicam as análises granulométricas, os limites de consistência (com IP entre 6% e 21%) e teores em água (entre 2.5% e 15.7%). Os valores obtidos nos ensaios Proctor e CBR justificam a classificação de solos obtida segundo ASTM, indicando, pelos valores obtidos, um aterro constituído essencialmente por solos granulares a cascalhentos, com um bom grau de compactação. Destaca-se a exigência de um teor em água

menos elevado, justificado pela presença de solos com uma granulometria extensa, com baixo teor em finos. Perante os valores de CBR, prevê-se um material admissível na parte inferior e no corpo do aterro, sendo, em alguns casos, possivelmente admissível no caso dos solos SC, arenosos, com um CBR compreendido entre 5 e 10, tal como se indica nos valores de referência. A classificação AASHTO, por sua vez, prevê um comportamento/ desempenho na camada sob o pavimento excelente a bom na maioria dos solos, com alguns solos com comportamento regular a mau, dado o cariz argiloso identificado;

— Os ensaios de MDW e LA reforçam a evidência de elevada heterogeneidade, com resultados que variam entre graus de desgaste moderados a ligeiramente elevados e baixos coeficientes de fragmentabilidade. Esta disparidade justifica-se pela composição variável do material. Destaca-se que o material oferece uma menor resistência quando em contacto com a água, não sendo, portanto, recomendável para aplicações que exijam elevada durabilidade sob tráfego intenso, de como é exemplo as vias-férreas.

A caracterização geotécnica dos terrenos interessados pelo projeto, foi complementada por um pormenorizado reconhecimento de superfície, que inclui um detalhado levantamento das características das descontinuidades, cujo tratamento e interpretação permitiu realizar análises cinemáticas, e uma avaliação preliminar do risco de queda de blocos. A compreensão do comportamento mecânico da rocha, foi suportado pela análise petrográfica de lâminas delgadas, representativas do maciço metassedimentar ocorrente. Complementarmente, realizaram-se ensaios de compressão point-load, na tentativa de melhor compreender a resistência do maciço e a influência da respetiva foliação. Os resultados obtidos permitiram as seguintes considerações:

— Em geral, com base na observação das sondagens e reconhecimento de campo, o maciço é apresentado como um xisto, alternando entre grauváquico e pelítico, de grão muito fino, com uma anisotropia bem demarcada em maior parte das amostras analisadas, de cor cinzenta, em alguns pontos acastanhada. As lâminas delgadas mostram uma litologia intercalar entre texturas granoblásticas maioritariamente quartzo-feldspáticas, e texturas lepidoblásticas micáceas, conferindo uma textura geral granolepidoblástica. Esta alternância de texturas cria a anisotropia que se denota na análise do maciço recuperado nas sondagens, conferindo uma maior fraqueza ao longo destes planos;

— As análises cinemáticas, realizadas com base no reconhecimento de campo, vêm a provar a existência de risco de queda nos quatro tipos de rotura, com destaque para a rotura por cunha e o toppling direto. Em campo, o maciço

encontra-se em blocos de diversas dimensões, com uma fraturação bem demarcada e, por vezes, alguma abertura das diáclases com raízes, matéria orgânica e maciço cataclasado, fatores que contribuem para a instabilidade e potenciam os mecanismos de rotura. Como medidas de mitigação, recomenda-se a instalação de redes de contenção e pregagens, na seguinte fase do projeto, de forma a prevenir a queda de blocos sobre a plataforma e garantir a segurança da circulação de veículos;

— Os ensaios laboratoriais confirmam que o comportamento mecânico do maciço está fortemente condicionado e controlado pela anisotropia da litologia. Os valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples e point-load indicam que se trata de uma rocha com resistência moderada, o que limita a sua capacidade de suportar cargas elevadas. Esta limitação, associada à presença de planos de fraqueza bem definidos, torna o maciço pouco favorável para suportar esforços significativos, especialmente em contextos que exijam elevada estabilidade estrutural, como é o caso de infraestruturas ferroviárias de elevada exigência.

Perante as condicionantes deste estudo, e para se obterem parâmetros que realmente simbolizem as condições reais da litologia, os ensaios de laboratório em rocha devem ser ensaiados nas diferentes orientações dos planos de fraqueza/ xistosidade, dado que a anisotropia condiciona fortemente os resultados, como foi possível observar.

De forma a retirar conclusões mais assertivas dos ensaios em rocha, aconselha-se a realização de mais ensaios. Se necessário, na fase de projeto de execução, serão também executados novos ensaios para determinação e comparação das características do terreno.

Este estudo demonstra, de forma clara, a importância dos estudos geológico-geotécnicos como ponto de partida indispensável para o sucesso técnico e económico de uma obra. A ausência de uma investigação preliminar adequada pode conduzir a decisões técnicas mal fundamentadas, com impacto negativo nas fases subsequentes da obra e, potencialmente, no seu resultado final. O presente estudo prévio permitiu, assim, a recolha de elementos para o avanço do projeto de execução.

Este estágio em ambiente empresarial, permitiu aplicar os conhecimentos da geologia à geotecnia, para a sua contribuição em obras de grande amplitude, sendo cada vez mais realizadas e imprescindíveis nos dias de hoje.

Referências bibliográficas

Aires, S., Carvalho, C., Noronha, F., Ramos, J.F., Moura, C., Sant'Ovaia, H., Sousa, M., 2011. Os Xistos do "Complexo Xisto-Grauváquico – Grupo do Douro". Potencial como Recurso Geológico, 159-165 pp.

Aires, S., Sant'Ovaia, H., Noronha, F., 2020. Contribuição para caracterização petrofísica e geoquímica dos "xistos" das Formações Desejosa e Pinhão – Grupo do Douro (N de Portugal), LNEG. Comunicações Geológicas (2019) 106, I, 5-9 pp.

Araujo, A., Soares, L., Gomes, A., 2019. Castelo Velho de Freixo de Numão. Enquadramento geomorfológico. Olhares sobre Castelo Velho de Freixo de Numão: Revisitar um recinto pré-histórico do Alto Douro português,17-46 pp.

ASTM Designation : D 2487-93 – Standard Pratice, Soil classification for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System, SUCS).

Barton N. R., Choubey V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and pratice. Rock Mechanics 10, Springer Verlag, 54 pp.

Bowles, J. E., 1997. Foundation Analysis and Desing (5th ed). McGraw-Hill, 1241 pp.

Braja M. D., 2010. Principles of Geotechnical Engineering (7th ed.). Cengage Learning, 683 pp.

Cabral J., 1995. Neotectónica em Portugal Continental. Memórias do Instituto Geológico e Mineiro – Memória 31, 256 pp.

Conde M.C., Caldeira L., Bilé S. J., Lopes M.G., 2023. Estudo das condições de aplicação do equipamento PDL no controlo da compactação de solos, 12 pp.

Cooley L., A. Jr., Huner M. S., James R. H., 2002. Micro-Deval testing of aggregates in the Southeast. National Center for Asphalt Technology (NCAT). Auburn University. NCAT Report No. 02-09, 31 pp.

Corte J.F., Edme S., H., Fevre A., Giloppe D., Girouy J., Havard H., Joubert J., P., Morel G., Perrot A., de Pillot B., Puech J., P., Puiatti D., Schaeffner M., Urcel B., 1992. Construção de aterros e de leitos de pavimento. Guia Técnico : Fáscículo I - Princípios gerais (versão traduzida). LCPC/ SETRA, 116 pp.

Corte J.F., Edme S., H., Fevre A., Giloppe D., Girouy J., Havard H., Joubert J., P., Morel G., Perrot A., de Pillot B., Puech J., P., Puiatti D., Schaeffner M., & Urcel B., 2000.

Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, Fascicule I : Principes généraux. LCPC/ SETRA, 97 pp.

Corte J.F., Edme S., H., Fevre A., Giloppe D., Girouy J., Havard H., Joubert J., P., Morel G., Perrot A., de Pillot B., Puech J., P., Puiatti D., Schaeffner M., Urcel B., 1992. Réalisation remblais et couches de des des forme - Fascicule II. Annexes techniques: guide technique. LCPC/ SETRA, 104 pp.

Dias R., Araújo A., Terrinha P & Kullberg J.C., 2013. Geologia de Portugal, Volume I: Geologia Pré-mesozóica de Portugal – Cap.II: Evolução geodinâmica de Portugal; os ciclos ante-mesozóicos. Escolar Editora, 807 pp.

Documentação Normativa, Especificação LNEC, 1971. Solos : Classificação para fins Rodoviários (MOP – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal). E240-1970, Redação provisória.

Estradas de Portugal S.A., 2009. Caderno de Encargos Tipo Obra : 14.01 - Terraplenagem, Características dos Materiais (Infraestruturas de Portugal, Rodovia – Caderno de Encargos Tipo Obras (CETO)), 22 pp.

Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing (February 2006). prEN 1997-2: 2006 (E).

Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Design assisted by fieldtesting (July 1999). ENV 1997-3: 1999.

Farinho, J. L. C., 2021. Campanhas de Prospeção Geológico-Geotécnica Estudo de Casos. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa (FCUL), Departamento de Geologia, 168 pp.

Ferreira da Silva, A., Luisa Ribeiro M., 1991. Notícia Explicativa da Carta Geológica 15-A, Vila Nova de Foz Côa. Serviços Geológicos de Portugal, GeoPortal do LNEG, 55 pp.

Ferreira da Silva, A., Ribeiro A., Luisa Ribeiro M., 1990. Folha 15-A, Vila Nova de Foz Côa. 1ª Edição - Serviços Geológicos de Portugal. GeoPortal do LNEG.

Ferreira Gomes, L.M, Gabriel de Almeida, P., 2003. A Geologia de Engenharia e os Recursos Geológicos, vol. I – Geologia de Engenharia ("A Geologia de Engenharia e os Recursos Geológicos" Coimbra 2003. Imprensa da Universidade), 299-316 pp.

Fortunato, 2005. Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à compacidade de carga. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Universidade do Porto/ LNEC, 628 pp.

González de Vallejo, L.I., Ferrer M., Oteo C., 2002. Ingeniería Geológica (BBN: 84-205-3104-9), Pearson, 738 pp.

Instituto Geológico e Mineiro, 2000. Folha 2 da Carta Geológica de Portugal, na escala 1/200000 (GeoPortal do LNEG).

ISMR, 1980. Basic geotechnical description os rock masses; Comission on classification of rock and rock masses.

Luzia, R., Picado, S. L., Quaresma L., 2000. Materiais xistosos. Aplicabilidade em pavimentos rodoviários. 1º Congresso Rodoviário Português, 28-30 novembro 2000 – LNEC, vol.II, 521-532 pp.

Marques B., 2004. Controle Estrutural da Localização de Pedreiras de Esteios de Xisto para Vinha em Vila Nova de Foz Côa. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Cartografia Geológica na Universidade de Évora, 66 pp.

Matos Fernandes M., 1994. Mecânica dos Solos. I Volume, FEUP, Universidade do Porto, 290 pp.

Matos Fernandes M., 2011. Mecânica dos Solos : Introdução à Engenharia Geotécnica. Volume 2, FEUP Edições (1ª Edição, ISBN. 978-972-752-136-4), 592 pp.

Matos Fernandes M., 2012. Mecânica dos Solos : Conceitos e Princípios Fundamentais. Volume 1, FEUP Edições (3ª Edição, ISBN. 978-972-725-148-7), 463 pp.

N. Moreira, M. Búrcio, R. Dias, C. Coke, 2010. Partição da deformação Varisca nos sectores de Peso da Régua e Vila Nova de Foz Côa (Autóctone da Zona Centro Ibérica). Comunicações Geológicas, 2010, t. 97, 147-162 pp.

NF P 94-117-1, 2000. Sols: reconnaissance et essais. Portance des plates-forms. Module sous chargement statiue à la plaque (EV2). Norme française homologueé, AFNOR, 2000.

NP EN 1097-1, 2002. Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 1 : Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval). Norma Portuguesa.

NP EN 1097-2, 2002. Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 2 : Métodos para a determinação da resistência à fragmentação. Norma Portuguesa.

Pego, A. J. F., 2014. Geografia Física e Ordenamento do Território. Beira Douro (Superior). Cadernos de Geografia nº 33, Coimbra, FLUC, Universidade de Coimbra, 173-181 pp.

Perea H., Cabral J., Marques Figueiredo P., Besana-Ostman G. M., Brum da Silveira A., Cunha P. P., Gomes A., Lopes F. C., Pereira D., Rockwell T., 2010. Actividade sísmica quaternária da falha da Vilariça (NE Portugal): Resultados preliminares de um estudo paleossismológico. GEOTIC – Sociedade Geológica de Portugal, VIII Congresso Nacional de Geologia. ISSN 1645-0388 Volume 11 – nº 6, 5 pp.

Pinto de Meireles C. A., 2011. Litoestratigrafia do Paleozóico do setor a Nordeste de Bragança (Trás-Os-Montes). Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, 540 pp.

Pinto de Meireles C.A., Proença e Cunha P., Castro P., Romão J., Metodiev D., Ferreira N., 2024. Folha 4 da Carta Geológica de Portugal, na escala 1/200000 (GeoPortal do LNEG).

Plano de Gestão de Região Hidrográfica 2016-2021: Parte 2 – Caracterização e Diagnóstico; Região Hidrográfica do Douro (RH3). Agência Portuguesa do Ambiente, maio 2016, 240 pp.

Plano de Prospeção, Estudo Geológico e Geotécnico da Requalificação troço Pocinho - Barca D'Alva. EDGAR CARDOSO e TECNOFISIL, 2024.

Ribeiro, M.A., 2004. Textos de apoio às aulas teóricas (Apontamentos das aulas de Petrologia Metamórfica). FCUP.

Santarém Andrade, P., Almeida Saraiva, A., 2010. Physical and mechanical characterization of phyllites and metagreywackes in central Portugal. (Bull Eng Geol Environ (2010) 69: 207–214). Springer-Verlag, 8 pp.

Silva F. A., 2005. A litoestratigrafia e estrutura do Supergrupo Dúrico-Beirão (Complexo Xisto-Grauváquico), em Portugal, e sua correlação com as correspondentes sucessões em Espanha. Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação, IP, 32 pp.

Ulusay, R., Hudson, J.A., 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterizations, testing and monitoring : 1974 – 2006. Suggested Methods prepared by the Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics (ISRM), 628 pp.

Viana da Fonseca A., J., P., 1996. Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações diretas. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Universidade do Porto, 847 pp.

Vieira de Sousa, J., F., 2002. Modelação de ensaios de carga considerando a variação da rigidez dos solos em profundidade. Parametrização recorrente de ensaios complementares in situ e em laboratório. Dissertação de Mestrado, FEUP, Universidade do Porto, 334 pp.

Wolff, T. F., 2003. Soil Relationships and Classification (Michigan State University). CRC Press LLC, 19 pp.

Yardley, B. W. D., MacKenzie, W. S., Guilford, C., 1997. Atlas de rocas metamórficas y sus texturas. Mason S.A., 127 pp.

Webgrafia

Estudo de Viabilidade – Linha do Douro, Pocinho/ Barca D'Alva (GEG): https://geg.pt/projetos/estudo-de-viabilidade- -linha-do-douro-pocinho-barca-dalva/ (consultado a 23 de janeiro de 2025)

Lançamento de Concurso para o troço Pocinho - Barca D'Alva, na Linha do Douro, Infraestruturas de Portugal: https://www.infraestruturasdeportugal.pt/pt-pt/lancamento-de-concurso-para-o-troco-pocinho-barca-dalva-na-linha-do-douro (consultado a 23 de janeiro de 2025)

Linha do Douro e o troço Pocinho/ Barca D'Alva, O Gerador: https://gerador.eu/linha-do-douro-e-o-troco-pocinho-barca-dalva-qual-o-potencial-de-28-quilometros-de-carris/ (consultado a 23 janeiro de 2025)

Notas de Aula - Mecânica dos Solos: Unidade 3 – Granulometria dos solos. Retirado de: https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2013/03/unidade-3-e28093-granulometria-dos-solos.pdf) (consultado a 17 de maio de 2025)

Anexos

Anexo 1 - Recolha de campo do Talude 1

TIPO	DIP	DIP DIRECTION	NÚMERO	AFASTAMENTO	CONTINUIDADE (m)	ABERTURA	RUGOSIDADE (JRC)	PREENCHIMENTO	OBSERVAÇÕES
D	86	270	2	F2	1?	-	6 a 8	-	-
D	90	14	2	F3	1?	5mm	4 a 6	Óxidos de ferro	-
S	89	126	5	F4	1 a 3	10cm	16 a 14	Óxidos de ferro	-
E	14	168	6	F4 a F5	3 a 10	2mm	10 a 12	-	-
S	90	126	2	F3	3 a 10	10mm	-	Óxidos de ferro	-
E	30	110	8	F3	1 a 3	1 a 10mm	10 a 12	Óxidos de ferro	Maciço descomprimido
D	85	36	7	F4	3 a 10	>10	6 a 8	Óxidos de ferro	Maciço descomprimido
D	85	26	3	F3 a F4	1 a 3	1cm	8 a 10	-	-
D	65	305	6	F4	<1	2mm	6 a 8	Óxidos de ferro	A continuidade termina entre planos de estratificação
E	36	125	5	F4 a F5	3 a 10	0 a 3mm	10 a 12	-	-
D	80	20	5	F4 a F3	>1	-	8 a 10	Óxidos de ferro	-
D	85	24	5	F3 a F4	6 a 10	5mm	8 a 10	Óxidos de ferro	-
D	86	260	1	-	1	2mm	6 a 8	Óxidos de ferro	-
D	64	304	3	F3	>1	5mm	10 a 12	-	-
D	90	25	4	F3	6 a 10	5mm	8 a 10	Quartzo, óxidos de ferro	Preenchimento pontual de quartzo até 1m
D	70	126	4	F3	3 a 6	1cm	14 a 16	Óxidos de ferro	-
E	43	115	6	F4 a F3	6 a 10	-	10 a 14	-	Filões de quartzo
E	48	124	7	F4	6 a 10	-	10 a 12	-	-
D	90	10	1	-	-	-	-	-	-
D	44	26	5	F4 a F3	<1	-	-	Óxidos de ferro	-
D	90	208	4	F3 a F4	1 a 3	5mm	6 a 8	Óxidos de ferro	-
Filão	90	38	1	F4	>3	-	-	Quartzo (1m)	-
S	78	130	5	F4 a F3	3 a 10	5mm	8 a 12	-	-
D	90	38	7	F4 a F3	6 a 10	-	8 a 10	Óxidos de ferro	-
S	90	130	3	F3	1 a 3	2mm	12 a 14	Óxidos de ferro	-
D	90	218	5	F3	>3	-	8 a 12	Óxidos de ferro	-
S	90	120	3	F3	>3	zona descomprimida	12 a 14	-	-
D	80	152	1	-	1 a 3	-	10 a 12	-	-
E	40	110	4	F3	>1	2mm	12 a 14	-	-

D	58	70	6	F4 a F5	1	-	14 a 16	-	-
D	90	210	3	F4 a F5	1	2mm	8 a 10	-	-
D	90	120	3	F4 a F5	<1	-	10 a 12	Óxidos de ferro	-
D	90	200	3	F4	1	-	14 a 16	Quartzo	-
D	90	312	4	F4	1 a 3	5mm	14 a 16	Matéria orgânica	Nódulos de óxidos de ferro
D	90	218	6	F4	3	-	8 a 10	-	Óxidos de ferro
D	90	336	2	F3	<1	-	12 a 14	-	Quartzo
D	90	310	2	F5	<1	2mm	10 a 12	-	Quartzo + filonete com óxidos de ferro
D	82	136	5	F5	1 a 3	5mm	8 a 10	-	-
D	90	244	3	F4 a F5	1	2mm	16 a 18	-	-
D	90	288	3	F4 a F5	<1	5mm	-	-	Quarzto cataclasado
D	90	22	5	F4 a F5	1	-	6 a 8	-	-
Filão Quartzo	90	92	1	-	<1	-	8 a 10	Quartzo	-
D	88	128	3	F4 a F5	<1	5mm	6 a 8	Matéria orgânica	-
E	80	208	4	F5	<1	-	8 a 10	-	-
D	80	300	5	F3 a F4	<1	2mm	12 a 14	Matéria orgânica, quartz	-
D	90	204	6	F3 a F4	1	2mm	6 a 8	Matéria orgânica	-
Filão Quartzo	90	18	1	F4 a F5	1 a 3	-	6 a 8	Quartzo	Espessura de 3cm
D	90	192	4	F 3 a F4	1	2mm	6 a 8	Matéria orgânica	Óxidos de ferro
D	90	190	2	F3	1 a 3	2mm	6 a 8	-	-
D	72	306	3	F4 a F5	1 a 3	2mm	10 a 12	Matéria orgânica	-
D	80	98	2	F2	>3	-	10 a 12	-	-
Filão Quartzo	90	44	1	F4 a F5	<1	-	10 a 12	Quartzo	-
E	90	300	3	F5	<1	-	10 a 12	-	-
D	90	216	3	F3 a F4	1 a 3	-	10 a 12	-	Quarzto disperso
D	90	196	2	F3	1 a 3	-	8 a 10	-	-
D	74	76	3	F4	1 a 3	5mm	8 a 10	Matéria orgânica	-

D	82	40	2	F4	1	-	10 a 12	-	Óxidos de ferro
D	84	104	4	F2 a F3	>3	-	6 a 8	-	-
D	86	134	6	F2 a F3	>3	2mm	10 a 12	Matéria orgânica	-
D	90	48	4	F3	1 a 3	-	8 a 10	-	-
D	90	358	6	F3	1 a 3	2mm	8 a 10	Matéria orgânica	-
E	48	214	3	F4	1	-	6 a 8	-	-
D	42	132	4	F4 a F5	1 a 3	-	6 a 8	-	-
E	40	232	2	F5	<1	-	8 a 10	-	Filonetes de quartzo dispersos
E	40	36	4	F4 a F5	<1	2mm	6 a 8	Matéria orgânica	-
D	80	136	4	F4	1 a 3	5mm	6 a 8	Matéria orgânica	-
E	48	42	4	F3	1 a 3	-	8 a 10	-	-
D	90	268	5	F4 a F5	>3	>10mm	-	-	Maciço cataclasado
D	88	162	6	F5	1 a 3	2mm	6 a 8	-	Óxidos de ferro
D	90	270	3	F4	1	>10mm	-	-	Óxidos de ferro
Filão Quartzo	90	18	1	F4	1 a 3	-	8 a 10	Quartzo	Espessura de 2cm
D	90	234	4	F3	>3	2mm	-	Matéria orgânica	-
E	66	36	6	F3	>3	-	8 a 10	-	-
D	90	90	6	F3	>3	-	-	-	Óxidos de ferro
D	90	322	6	F4	3 a 10	-	8 a 10	-	Pontuais óxidos de ferro + filão de quartzo
D	90	132	6	F3	>3	-	10 a 12	-	-
Filão Quartzo	90	352	1	F2	>3	-	10 a 12	Quartzo	Filão mais demarcado
E	48	238	6	F3	1 a 3	-	10 a 12	-	-
D	90	90	3	F2	>3	-	10 a 12	-	-
D	88	122	6	F3	>3	2mm	10 a 12	Matéria orgânica	-
D	90	354	6	F3	1 a 3	-	8 a 10	-	Óxidos de ferro

E	58	244	4	F4	1	-	10 a 12	-	-
E	80	216	5	F3	1 a 3	-	10 a 12	-	Óxidos de ferro
E	90	22	3	F5	<1	-	8 a 10	-	-
D	90	124	6	F3 a F4	1 a 3	10mm	12 a 14	Matéria orgânica	Matéria orgânica + maciço cataclasado
E	90	90	2	F5	<1	-	4 a 6	-	-
D	82	132	2	F5	<1	-	6 a 8	-	-
D	90	336	2	F4	1 a 3	-	8 a 10	-	-
Filão Quartzo	90	318	1	F5	<1	2mm	-	Quartzo	Quartzo com 15cm de espessura
D	90	136	4	F4	1 a 3	-	-	-	-
D	88	138	5	F4	1 a 3	5mm	10 a 12	-	-
D	90	222	3	F5	1	-	8 a 10	-	-
D	70	180	2	F5	<1	-	14 a 16	-	Maciço cataclasado
D	76	124	5	F5	<1	2mm	8 a 10	-	-
D	84	126	6	F3 a F4	3	5mm	14 a 16	Matéria orgânica	-
D	68	238	3	F4	1	-	12 a 14	-	Filontes de quartzo dispersos
E	48	228	6	F3 a F4	1 a 3	-	8 a 10	-	-
E	66	188	6	F4	1 a 3	2mm	8 a 10	-	-
D	34	208	5	F4	<1	-	6 a 8	-	-
D	82	228	4	F4	1 a 3	-	8 a 10	-	-
D	90	318	5	F3	>3	-	10 a 12	-	Óxidos de ferro
D	90	350	6	F4	1 a 3	2mm	-	-	Óxidos de ferro
D	70	214	4	F3	1 a 3	-	10 a 12	-	Quartzo
E	80	118	5	F3	1 a 3	-	12 a 14	-	-
D	90	252	4	F5	<1	2mm	6 a 8	Matéria orgânica	-
E	36	228	3	F4	1	-	10 a 12	-	-
D	90	24	4	F3	>3	-	8 a 10	-	-
E	14	202	3	F3	1 a 3	-	8 a 10	-	-
D	82	114	3	F5	<1	5mm	10 a 12	-	-
E	90	312	3	F3	1 a 3	-	8 a 10	-	-
D	90	354	4	F4	1	-	-	-	Óxidos de ferro

Anexo 2 - Recolha de campo do Talude 2

TIPO	DIP	DIP DIRECTION	NÚMERO	AFASTAMENTO	CONTINUIDADE (m)	ABERTURA	RUGOSIDADE (JRC)	PREENCHIMENTO	OBSERVAÇÕES
D	90	204	6	F3	3	-	12 a 14	-	-
D	74	146	3	F3	>3	2mm	12 a 14	-	-
D	90	194	3	5	1	-	10 a 12	-	-
D	70	134	5	F5	1	-	-	-	-
D	80	116	3	F3	>3	-	14 a 16	-	-
D	80	96	6	F5	1 a 3	-	10 a 12	-	-
D	82	82	6	F4	>3	-	-	-	-
D	80	116	2	F5	1 a 3	-	-	-	-
D	80	38	3	F3	1 a 3	-	12 a 14	-	-
E	62	110	6	F5	<1	2mm	12 a 14	-	Óxidos de ferro
D	90	246	2	F3	1 a 3	2mm	-	-	-
D	90	312	4	F2 a F3	>3	-	-	-	Óxidos de ferro
D	68	38	4	F5	>3	2mm	-	-	Óxidos de ferro
D	68	68	6	F5	>3	5mm	-	Matéria orgânica, raízes	Óxidos de ferro
D	90	328	4	F5	1 a 3	2mm	-	-	-
D	88	22	4	F4	1 a 3	-	14 a 16	-	-
D	80	38	5	F3	1 a 3	2mm	8 a 10	-	Óxidos de ferro
D	90	188	5	F5	<1	2mm	10 a 12	-	-
D	90	108	6	F3	1 a 3	2mm	10 a 12	-	-
D	90	328	6	F5	>3	2mm	-	-	Óxidos de ferro
D	70	24	4	F4	1 a 3	2mm	10 a 12	-	-
D	90	298	2	F3	3	2mm	-	-	-
D	78	92	6	F5	>3	2mm	10 a 12	-	-

D	90	304	4	F3	3	-	10 a 12	-	-
D	90	286	6	F4	3	2mm	-	-	-
D	90	118	4	F3	3	-	12 a 14	-	-
D	90	358	6	F4 a F5	>3	-	12 a 14	-	Óxidos de ferro
D	90	324	3	F3	>3	-	10 a 12	-	-
D	90	90	4	F3	>3	-	12 a 14	-	Óxidos de ferro
D	90	288	5	F4 a F5	1	2mm	-	-	-
D	70	44	5	F4	1 a 3	2mm	-	Matéria orgânica	-
D	90	310	4	F3	1 a 3	-	14 a 16	-	-
E	74	58	5	F4	1 a 3	-	10 a 12	-	-
Filão quartzo	90	318	1	F5	<1	-	12 a 14	Quartzo	-
D	90	318	6	F2	>3	>10mm	10 a 12	-	-
D	68	374	5	F2 a F3	1 a 3	>5mm	8 a 10	-	-
E	54	54	4	F5	<1	-	8 a 10	-	-
E	50	116	3	F5	<1	-	10 a 12	-	-
D	90	296	6	F3 a F4	1 a 3	-	10 a 12	-	-
D	90	32	6	F5	>1	-	12 a 14	-	-
D	90	192	4	F4	1	-	12 a 14	-	-
D	64	38	4	F5	1	>10mm	12 a 14	Matéria orgânica	-
D	90	296	5	F5	1 a 3	5mm	-	-	-
D	90	292	4	F5	1	5mm	-	Matéria orgânica	-
D	90	320	6	F5	1 a 3	5mm	-	-	Óxidos de ferro
D	50	246	1	F6	1	-	-	-	-
D	90	274	6	F4	1 a 3	-	10 a 12	-	-

D	90	300	4	F3	3	2mm	-	-	-
D	88	116	4	F6	1	-	10 a 12	-	Óxidos de ferro
D	90	306	4	F3	3	-	10 a 12	-	-
D	90	202	3	F4	1 a 3	-	10 a 12	-	Óxidos de ferro
E	90	26	4	F6	<1	-	14 a 16	-	-
E	78	158	6	F5	1	-	12 a 14	-	-
D	76	52	4	F3	1 a 3	-	12 a 14	-	-
D	80	112	3	F4	1	-	10 a 12	-	-
D	90	216	4	F4	1 a 3	-	10 a 12	-	Óxidos de ferro
D	90	254	4	F3	1 a 3	-	-	-	-
D	86	158	3	F2	>3	-	-	-	-
D	78	118	5	F5	<1	-	8 a 10	-	Óxidos de ferro
E	66	14	2	F2	>3	-	8 a 10	-	-
D	64	132	5	F6	<1	5mm	-	-	-
D	68	44	4	F2	>3	-	10 a 12	-	-
E	90	244	4	F3	>3	-	8 a 10	-	Óxidos de ferro
D	90	204	4	F3	1 a 3	5mm	-	Matéria orgânica	-
D	90	168	4	F3	3	-	8 a 10	-	Óxidos de ferro pontuais
D	90	156	3	F4	1 a 3	-	-	-	-
E	76	58	3	F6	<1	-	10 a 12	-	-
D	68	32	6	F6	1 a 3	-	10 a 12	-	Óxidos de ferro
D	70	38	6	F5	1	-	8 a 10	Óxidos de ferro	-
D	90	308	5	F5	>3	2mm	-	-	-
D	90	212	3	F5	1	-	10 a 12	-	-
D	78	112	4	F4	>3	-	-	-	-
D	90	96	5	F4 a F5	>3	2mm	-	-	-

D	72	156	4	F3	>3	-	-	-	-
D	72	138	4	F4 a F5	>3	-	-	-	-
D	78	102	6	F4	>3	-	12 a 14	-	-
D	80	108	4	F3	>3	2mm	10 a 12	-	-
D	78	78	4	F3	>3	>10mm	-	Raízes	-
D	90	78	1	F5	>3	>10mm	-	-	Árvore a topo
D	90	302	3	F3	1	-	10 a 12	-	-
D	90	296	4	F4	1	-	12 a 14	-	-
D	88	102	6	F5	1 a 3	-	10 a 12	-	-
E	56	120	4	F4	1	-	10 a 12	-	-
E	48	90	5	F6	<1	-	12 a 14	-	-
D	74	26	5	F4	>3	>10mm	14 a 16	-	-
D	90	298	6	F5	3	-	14 a 16	-	Óxidos de ferro
D	72	72	1	F3	>3	>10mm	12 a 14	-	-
D	75	78	5	F4	1 a 3	2mm	12 a 14	-	-
E	76	44	4	F5	>1	-	12 a 14	-	-
D	90	46	5	F3	1 a 3	2mm	10 a 12	-	-
D	52	138	3	F3	3	-	10 a 12	-	-
D	78	36	4	F3	>3	-	-	-	-
D	90	202	3	F3	1 a 3	2mm	-	Óxidos de ferro	-
D	90	288	2	F4	>3	-	-	-	Óxidos de ferro
E	90	308	4	F5	<1	-	10 a 12	-	-
D	90	300	5	F3	1 a 3	-	12 a 14	-	-
D	62	22	3	F3	>3	2mm	12 a 14	-	-
D	80	134	5	F5	1	-	10 a 12	-	-
D	90	340	6	F5	1 a 3	2mm	-	-	-
D	90	298	4	F6	1	-	-	-	-
D	90	264	3	F4	>3	-	-	-	Óxidos de ferro
D	90	212	4	F2	>3	-	-	-	-

D	90	268	6	F6	1	-	-	-	-
D	90	206	5	F4	1	-	-	-	-
D	90	38	4	F4	3	-	-	-	-
D	78	116	6	F5	3	-	-	-	-
D	70	18	6	F5	3	-	12 a 14	-	-
D	90	328	5	F3	3	5mm	10 a 12	Matéria orgânica	-
D	66	92	3	F3	3	5mm	8 a 10	Matéria orgânica	-
D	90	184	1	F5	<1	2mm	10 a 12	-	-
D	80	69	4	F4	1 a 3	-	8 a 10	-	-
D	90	126	3	F4	1	-	12 a 14	-	-

Anexo 3 - Resumo das sondagens efetuadas em muros, com a respetiva localização, litologia, SPT e eventual recolha de amostras para ensaios laboratoriais

Sondagem	Localização	Pk	Prof. (m)	Litologia		Ensaios SPT		Recolha de amostras	
				Aterro	Maciço	Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	Ensaio
SM1	Muro	175+063	12	0,0 - 9,0	9,0 - 12,0	1,5	13	-	-
						3	20		
						4,5	24		
						6	60		
						7,5	17		
						9	32		
SM3	Muro	178+385	9	0,0 - 6,0	6,0 - 9,0	1,5	18	-	-
						3	16		
						4,5	18		
SM5	Muro	178+939	10,5	0,0 - 7,5	7,5 - 10,5	1,5	11	-	-
						3	17		
						4,5	7		
						6	60		
SM7	Muro	179+373	13,3	0,0 - 9,7	9,7 - 13,3	1,5	36	-	-
						3	9		
						4,5	60		
						6	35		
						7,5	45		
						9	38		
SM9	Muro	179+511	16	0,0 - 13	13,0 - 16,0	1,5	20	-	-
						3	30		
						4,5	60		
SM12	Muro	179+758	12,2	0,0 - 9,4	9,4 - 12,2	1,5	15	-	-
						3	12		
						4,5	8		
						6	12		
						7,5	43		
						9	60		
SM13	Muro	179+883	15	0,0 - 12	12,0 - 15,0	1,5	29	-	-
						3	30		
						4,5	15		
						6	13		
						7,5	12		
						9	15		
SM14	Muro	179+986	7,5	0,0 - 4,8	4,8 - 7,5	1,5	18	-	-
						3	26		
						4,5	47		
SM15	Muro	180+108	11,6	0,0 - 8,0	8,0 - 11,6	1,5	11	-	-
						3	23		
						4,5	15		
						6	19		
						7,5	23		
SM16	Muro	180+229	10,5	0,0 - 6,5	6,5 - 10,5	1,5	56	9,9 - 10,4	PL
						3	19		
						4,5	9		
						6	37		
SM17	Muro	180+279	16,5	0,0 - 13,5	13,5 - 16,5	1,5	60	-	-
						3	60		
SM18	Muro	180+355	8	0,0 - 5,0	5,0 - 8,0	1,5	17	-	-
						3	11		
						4,5	38		
SM19	Muro	180+534	16,5	0,0 - 13,5	13,5 - 16,5	1,5	8	14,1 - 16,2	PL
						3	8		
						4,5	12		
						6	28		
						7,5	24		
						9	11		
SM20	Muro	180+582	8	0,0 - 5,0	5,0 - 8,0	1,5	13	-	-
						3	28		
						4,5	35		
SM22	Muro	181+203	10	0,0 - 6,0	6,0 - 10,0	1,5	21	-	-
						3	9		
						4,5	20		
						6	60		

Sondagem	Localização	Pk	Prof. (m)	Litologia		Ensaios SPT		Recolha de amostras	
				Aterro	Maciço	Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	Ensaio
SM26	Muro	181+695	11,5	0,0 - 8,5	8,5 - 11,5	1,5	60	-	-
						3	60		
						4,5	25		
						6	30		
						7,5	60		
SM29	Muro	182+025	10	0,0 - 7,0	7,0 - 10,0	1,5	60	-	-
SM30	Muro	182+132	13	0,0 - 6,5	6,5 - 13,0	1,5	14	8,4 - 10,0	PL
						3	60		
SM31	Muro	182+198	10	0,0 - 7,0	7,0 - 10,0	1,5	8	-	-
						3	10		
SM36	Muro	184+153	9,5	0,0 - 6,0	6,0 - 9,5	1,5	12	-	-
						3	60		
						4,5	60		
						6	60		
SM39	Muro	186+341	13,5	0,0 - 10,5	10,5 - 13,5	0,5	8	-	-
						1,5	10		
						3	15		
						4,5	14		
						6	17		
						7,5	14		
						9	8		
						10,5	60		
SM40	Muro	186+481	12	0,0 - 9,0	9,0 - 12,0	0,5	15	-	-
						1,5	18		
						3	25		
						4,5	20		
						6	18		
						7,5	35		
						9	60		
SM41	Muro	186+656	7,5	0,0 - 3,0	3,0 - 7,5	0,5	15	-	-
						1,5	30		
						3	60		
SM47	Muro	188+360	7	0,0 - 4,0	4,0 - 7,0	0,5	60	-	-
						1,5	26		
						3	19		
SM48	Muro	189+464	9	0,0 - 5,5	5,5 - 9,0	0,5	16	-	-
						1,5	12		
						3	20		
						4,5	25		
SM53	Muro	189+933	11,5	0,0 - 8,5	8,5 - 11,5	0,5	20	-	-
						1,5	32		
						3	54		
						4,5	30		
						6	17		
						7,5	4		
SM54	Muro	190+085	10,5	0,0 - 7,5	7,5 - 10,5	0,5	19	-	-
						1,5	12		
						3	10		
						4,5	8		
						6	24		
						7,5	60		
SM56	Muro	191+093	14,6	0,0 - 11,5	11,5 - 14,6	0,5	26	-	-
						1,5	28		
						3	4		
						4,5	55		
						6	40		
						7,5	60		
SM61	Muro	192+561	13	0,0 - 10,0	10,0 - 13,0	0,5	18	-	-
						1,5	19		
						3	16		
						4,5	29		
						6	42		
						7,5	22		
						9	23		
SM64	Muro	192+914	7,5	0,0 - 4,5	4,5 - 7,5	0,5	23	-	-
						1,5	35		
						3	60		

Sondagem	Localização	Pk	Prof. (m)	Litologia		Ensaios SPT		Recolha de amostras	
				Aterro	Maciço	Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	Ensaio
SM65	Muro	193+081	10,5	0,0 - 7,5	7,5 - 10,5	0,5	26	-	-
						1,5	13		
						3	11		
						4,5	20		
						6	38		
						7,5	60		
SM67	Muro	193+198	18	0,0 - 14,5	14,5 - 18,0	0,5	19	-	-
						1,5	14		
						3	6		
						4,5	8		
						6	6		
						7,5	17		
						9	18		
						10,5	18		
						12	29		
						13,5	32		
						15	60		
						16,5	60		
SM72	Muro	196+032	7,5	0,0 - 4,5	4,5 - 7,5	0,5	18	-	-
						1,5	8		
						3	8		
						4,5	60		

Legenda:	
	AG: Análise Granulométrica;
	TA: Teor em Água;
	LC: Limites de Consistência;
	MDW: Micro Deval Wet;
	LA: Ensaio de Desgaste de Los Angeles;
	EF: Ensaio de Fragmentabilidade;
	UCS: Resistência à Compressão Simples;
	PL: Point Load.
	SPT

Anexo 4 - Resumo das sondagens efetuadas em aterros, com a respetiva localização, litologia, SPT e eventual recolha de amostras para ensaios laboratoriais

Sondagem	Localização	Pk	Prof. (m)	Litologia		Ensaios SPT		Recolha de amostras	
				Aterro	Maciço	Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	Ensaio
SA1	Aterro	173+481	10,5	0,0 - 7,5	7,5 - 10,5	1,5	13	0,0 - 1,5	AG, TA, LC
						3	15		
						4,5	18		
						6	23		
						7,5	37		
SA2	Aterro	173+914	15	0,0 - 12,0	12,0 - 15,0	1,5	10	0,0 - 1,5	AG, TA, LC
						3	12		
						4,5	16		
						6	17		
						7,5	19		
						9	21		
						10,5	24		
						12	60		
SA3	Aterro	175+459	9	0,0 - 5,5	5,5 - 9,0	0,5	8	1,5 - 4,5	MDW, LA, EF
						1,5	13		
						3	16		
						4,5	19		
						6	60		
SA4	Aterro	176+000	6	0,0 - 3,0	3,0 - 6,0	0,5	7	0,2 - 3,0	AG, TA, LC
						1,5	19		
SA5	Aterro	176+087	9	0,0 - 6,0	6,0 - 9,0	1,5	9	0,0 - 4,5	AG, TA, LC, MDW, LA, EF
						3	16		
						4,5	18		
						6	24		
SA6	Aterro	176+247	10,5	0,0 - 7,5	7,5 - 10,5	1,5	15	0,0 - 3,0	AG, TA, LC
						3	22		
						4,5	13	1,5 - 7,5	MDW, LA, EF
						6	15		
SA7	Aterro	182+932	24	0,0 - 21,0	21,0 - 24,0	1,5	18	1,5 - 9,0	MDW, LA, EF
						3	24		
						4,5	32		
						6	35		
						7,5	20		
						9	12		
						10,5	15		
						12	15		
						13,5	18		
						15	25		
						16,5	18		
						18	20		
						19,5	51		
						21	60		
SA8	Aterro	183+892	10,8	0,0 - 7,5	7,5 - 10,8	0,5	7	1,5 - 7,5	MDW, LA, EF
						1,5	6		
						3	20		
						4,5	15	9,4 - 10,2	PL
						6	20		
						7,5	18		
SA9	Aterro	185+202	13,5	0,0 - 10,5	10,5 - 13,5	0,5	14	0,5 - 10,5	MDW, LA, EF
						1,5	18		
						3	12		
						4,5	14		
						6	14		
						7,5	18		
						9	42		
						10,5	60		
SA10	Aterro	185+593	10,5	0,0 - 7,5	7,5 - 10,5	0,5	2	-	-
						1,5	0		
						3	8		
						4,5	15		
						6	18		

Sondagem	Localização	Pk	Prof. (m)	Litologia		Ensaios SPT		Recolha de amostras	
				Aterro	Maciço	Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	Ensaio
SA11	Aterro	186+989	12	0,0 - 9,0	9,0 - 12,0	0,5	18	3,0 - 9,0	MDW, LA, EF
						1,5	10		
						3	15		
						4,5	12		
						6	25		
						7,5	60		
						9	60		
SA12	Aterro	187+128	8	0,0 - 5,0	5,0 - 8,0	0,5	8	0,5 - 4,5	MDW, LA, EF
						1,5	20		
						3	60		
						4,5	25		
SA13	Aterro	194+521	9	0,0 - 6,0	6,0 - 9,0	0,5	13	0,0 - 3,0	AG, TA, LC
						1,5	18		
						3	8		
						4,5	14		
						6	60		
SA14	Aterro	195+593	6	0,0 - 3,0	3,0 - 6,0	0,5	15	0,0 - 3,0	AG, TA, LC
						1,5	26		
						3	60		
SA15	Aterro	195+880	14,2	0,0 - 11,0	11,0 - 14,2	0,5	10	0,0 - 3,0	AG, TA, LC
						1,5	9		
						3	19		
						4,5	16		
						6	18		
						7,5	12	3,0 - 12,0	MDW, LA, EF
						9	22		
						10,5	32		
						12	60		
SA16	Aterro	196+053	6	0,0 - 3,0	3,0 - 6,0	0,5	14	0,0 - 1,5	AG, TA, LC
						1,5	12		
						3	60		
						4,5	60		
SA17	Aterro	196+253	7,5	0,0 - 4,5	4,5 - 7,5	1,5	17	0,0 - 3,0	AG, TA, LC
						3	21		
SA18	Aterro	198+107	15	0,0 - 11,8	11,8 - 15,0	1,5	13	0,0 - 3,0	AG, TA, LC
						3	14		
						4,5	23		
						6	29		
						7,5	27		
						9	22		
						10,5	27		
SA19	Aterro	198+384	7,5	0,0 - 4,5	4,5 - 7,5	1,5	23	0,0 - 1,5	AG, TA, LC
						3	25	1,5 - 4,5	MDW, LA, EF
						4,5	27		
SA20	Aterro	198+578	18	0,0 - 15,0	15,0 - 18,0	1,5	13	0,0 - 3,0	AG, TA, LC
						3	14		
						4,5	12		
						6	19		
						7,5	15		
						9	12		
						10,5	13	1,5 - 10,5	MDW, LA, EF
						12	18		
						13,5	17		
						15	20		
						18	60		

Legenda:	AG: Análise Granulométrica;
	TA: Teor em Água;
	LC: Limites de Consistência;
	MDW: Micro Deval Wet;
	LA: Ensaio de Desgaste de Los Angeles;
	EF: Ensaio de Fragmentabilidade;
	UCS: Resistência à Compressão Simples;
	PL: Point Load.
	SPT

Anexo 5 - Resumo das sondagens efetuadas em obras de arte, com a respetiva localização, litologia, SPT e eventual recolha de amostras para ensaios laboratoriais

Sondagem	Localização	Pk	Prof. (m)	Litologia		Ensaios SPT		Recolha de amostras	
				Aterro	Maciço	Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	Ensaio
PAG-S1	Obras de arte	187+487	9	0,0 - 6,0	6,0 - 9,0	0,5	15	8,6 - 8,9	UCS
						1,5	18		
						3	20		
						4,5	25		
						6	38		
PAG-S2	Obras de arte	187+590	9	0,0 - 5,0	5,0 - 9,0	0,5	14	SPT9m	AG, TA, LC
						1,5	12		
						3	11		
						4,5	34		
						9	60		
PCAN-S1	Obras de arte	178+085	18	0,0 - 15,5	15,5 - 18,0	0,5	14	-	-
						1,5	13		
						3	9		
						4,5	6		
						6	60		
						9	60		
						10,5	39		
						13,5	43		
						15	46		
PCAN-S2	Obras de arte	178+113	18	0,0 - 15,2	15,2 - 18,0	0,5	9	-	-
						1,5	9		
						3	8		
						4,5	10		
						6	22		
						7,5	60		
						15	60		
PCAN-S3	Obras de arte	178+136	16,5	0,0 - 13,5	13,5 - 16,5	0,5	6	16,3 - 16,5	UCS
						1,5	9		
						3	17		
						4,5	24		
						6	60		
						9	60		
PCAN-S4	Obras de arte	178+165	15	0,0 - 12,5	12,5 - 15,0	0,5	10	-	-
						1,5	21		
						3	23		
						4,5	20		
						6	13		
						7,5	16		
						9	14		
						10,5	60		
						12	21		
PCOA-S1	Obras de arte	180+763	16,5	0,0 - 13,0	13,0 - 16,5	1,5	22	15,7 - 16,0	UCS
						3	13		
						4,5	16		
						6	10		
						7,5	20		
						9	26		
						10,5	35		
PCOA-S2	Obras de arte	180+766	6	0,0 - 2,5	2,5 - 6,0	1,5	50	3,4 - 3,6	UCS

PCOA-S3	Obras de arte	180+869	7,5	0,0 - 4,5	4,5 - 7,5	1,5	24	4,9 - 5,2	UCS
						3	16		
						4,5	60		
PGRI-S1	Obras de arte	194+674	7,5	0,0 - 4,5	4,5 - 7,5	0,5	19	-	-
						1,5	12		
						3	15		
						4,5	60		
PGRI-S4	Obras de arte	194+780	12,5	0,0 - 9,5	9,5 - 12,5	0,5	11	11,2 - 11,4	UCS
						1,5	12		
						3	12		
						4,5	30		
						6	47		
						7,5	20		
						9	50		
PH2-S1	Obras de arte	187+336	9,2	0,0 - 6,0	6,0 - 9,2	1,5	12	8,7 - 9,0	UCS
						3	21		
PH3-S1	Obras de arte	199+276	9	0,0 - 6,0	6,0 - 9,0	1,5	13	7,3 - 7,5	UCS
						3	16		
						4,5	18		
						6	19		
PIESC-S1	Obras de arte	199+072	7,5	0,0 - 4,5	4,5 - 7,5	1,5	22	6,2 - 6,5	UCS
						7,5	60		
PIPED-S1	Obras de arte	199+238	9	0,0 - 4,0	4,0 - 9,0	1,5	15	SPT1,5-3,0	AG, TA, LC
						3	17		
						4,5	60		
PIRS-S1	Obras de arte	199+050	6	0,0 - 3,0	3,0 - 6,0	1,5	10	-	-
						3	60		

Legenda:	AG: Análise Granulométrica;
	TA: Teor em Água;
	LC: Limites de Consistência;
	MDW: Micro Deval Wet;
	LA: Ensaio de Desgaste de Los Angeles;
	EF: Ensaio de Fragmentabilidade;
	UCS: Resistência à Compressão Simples;
	PL: Point Load.
	N_{SPT}: Número de pancadas registadas no ensaio SPT

Anexo 6 - Resumo dos poços de reconhecimento efetuados, com a respetiva localização, litologia e eventual recolha de amostras para ensaios laboratoriais

Poço	Pk	Prof. total	Litologia			Recolha de amostras	
			Balastro	Aterro	Maciço	Prof. (m)	Ensaio
P2	172+887	0,5	0,0 - 0,3	-	0,3 - 0,5	-	-
P3	173+505	3	0,0 - 0,1	0,1 - 3,0	-	-	-
P4	173+915	1,7	0,0 - 0,1	0,1 - 1,7	-	-	-
P5	174+595	0,1	0,1	-	-	-	-
P6	175+115	1,7	0,0 - 0,3	0,3 - 1,7	-	-	-
P7	175+459	3	0,0 - 0,2	0,2 - 3,0	-	1,0 - 3,0	AG, TA, LC, Proc., CBR
P8	176+000	0,7	0,0 - 0,1	0,1 - 0,7	-	-	-
P9	176+247	0,7	0,0 - 0,2	0,2 - 0,7	-	-	-
P10	176+606	1,1	0,0 - 0,1	0,1 - 1,1	-	-	-
P11	177+122	1,1	0,0 - 0,1	0,1 - 1,1	-	-	-
P12	177+702	1,6	0,0 - 0,1	0,1 - 1,6	-	-	-
P13	178+397	1,6	0,0 - 0,1	0,1 - 1,6	-	-	-
P14	179+103	1,3	0,0 - 0,1	0,1 - 1,3	-	-	-
P15	179+722	1,6	0,0 - 0,2	0,2 - 1,6	-	-	-
P16	180+277	1,4	0,0 - 0,1	0,1 - 1,4	-	-	-
P17	181+033	1,4	0,0 - 0,2	0,2 - 1,4	-	-	-
P18	181+602	0,4	0,0 - 0,2	-	0,2 - 0,4	-	-
P19	182+120	0,4	0,0 - 0,3	-	0,3 - 0,4	-	-
P20	182+865	3,1	0,0 - 0,3	0,3 - 3,1	-	-	-
P21	183+506	1,3	0,0 - 0,2	-	0,2 - 1,3	-	-
P22	183+890	3,2	0,0 - 0,2	0,2 - 3,2	-	-	-
P23	184+587	0,5	0,0 - 0,1	-	0,1 - 0,5	-	-
P24	185+210	0,4	0,0 - 0,2	-	0,2 - 0,4	-	-

Poço	Pk	Prof. total	Litologia			Recolha de amostras	
			Balastro	Aterro	Maciço	Prof. (m)	Ensaio
P25	185+599	3,8	0,0 - 0,5	0,5 - 3,8	-	0,5 - 3,8	AG, TA, LC, Proc., CBR
P26	186+147	1,8	0,0 - 0,2	0,2 - 1,8	-	0,2 - 1,8	AG, TA, LC, Proc., CBR
P27	187+060	2,9	0,0 - 0,1	0,1 - 2,9	-	-	-
P28	187+758	0,2	0,0 - 0,2	-	-	-	-
P29	188+512	0,3	0,0 - 0,3	-	-	-	-
P30	189+462	2	0,0 - 0,2	0,2 - 2,0	-	-	-
P31	190+070	2	0,0 - 0,2	0,2 - 2,0	-	0,2 - 2,0	AG, TA, LC, Proc., CBR
P32	191+081	2	0,0 - 0,1	0,1 - 2,0	-	-	-
P33	191+421	2,7	0,0 - 0,2	0,2 - 2,7	-	-	-
P34	192+111	2,2	0,0 - 0,3	0,3 - 2,2	-	-	-
P35	193+073	3	0,0 - 0,3	0,3 - 3,0	-	-	-
P36	193+618	1,4	0,0 - 0,1	0,1 - 1,0	1,0 - 1,4	-	-
P37	194+524	3	0,0 - 0,2	0,2 - 3,0	-	0,2 - 3,0	AG, TA, LC, Proc., CBR
P38	195+576	1,4	0,0 - 0,1	0,1 - 1,4	-	-	-
P39	196+037	3	0,0 - 0,2	0,2 - 3,0	-	-	-
P40	196+261	2,5	0,0 - 0,1	0,1 - 2,5	-	-	-
P41	198+131	3	0,0 - 0,1	0,1 - 3,0	-	-	-
P42	198+600	1,8	0,0 - 0,2	0,2 - 1,8	-	-	-

Legenda:	
	AG: Análise Granulométrica;
	TA: Teor em Água;
	LC: Limites de Consistência;
	Proc.: Compactação-Proctor;
	CBR: California Bearing Ratio.

Anexo 7 - Poços de prospeção e respetivos ensaios realizados nos mesmos (PDL e ECP)

Poço	Pk	Prof. total	Litologia			PDL		ECP		
			Balastro	Aterro	Maciço	Prof.	N_{10}	EV1 (MPa)	EV2 (MPa)	K
P2	172+887	0,5	0,0 - 0,3	-	0,3 - 0,5	0,1	37	11,3	51,4	4,55
						0,2	100			
P3	173+505	3	0,0 - 0,1	0,1 - 3,0	-	0,1	7	13,4	38,9	2,9
						0,2	11			
						0,3	12			
						0,4	8			
						0,5	32			
						0,6	27			
						0,7	41			
						0,8	40			
						0,9	52			
						1	100			
P4	173+915	1,7	0,0 - 0,1	0,1 - 1,7	-	0,1	9	11,7	42	3,59
						0,2	22			
						0,3	36			
						0,4	100			
P5	174+595	0,1	0,1	-	-	0,1	6	22	88,8	4,04
						0,2	100			
P6	175+115	1,7	0,0 - 0,3	0,3 - 1,7	-	0,1	10	8	34,9	4,36
						0,2	14			
						0,3	21			
						0,4	29			
						0,5	25			
						0,6	30			
						0,7	15			
						0,8	30			
						0,9	100			
P7	175+459	3	0,0 - 0,2	0,2 - 3,0	-	0,1	11	10,1	40,8	4,04
						0,2	20			
						0,3	17			
						0,4	42			
						0,5	23			
						0,6	26			
						0,7	28			
						0,8	23			
						0,9	18			
						1	36			
						1,1	100			
P8	176+000	0,7	0,0 - 0,1	0,1 - 0,7	-	0,1	14	9,2	41	4,46
						0,2	36			
						0,3	100			
P9	176+247	0,7	0,0 - 0,2	0,2 - 0,7	-	0,1	7	6,5	54,4	8,37
						0,2	17			
						0,3	25			
						0,4	22			
						0,5	100			
P10	176+606	1,1	0,0 - 0,1	0,1 - 1,1	-	0,1	8	7,2	63,9	8,88
						0,2	15			
						0,3	25			
						0,4	21			
						0,5	100			
P11	177+122	1,1	0,0 - 0,1	0,1 - 1,1	-	0,1	8	5,3	23,6	4,45
						0,2	8			
						0,3	16			
						0,4	100			

Poço	Pk	Prof. total	Litologia			PDL		ECP		
			Balastro	Aterro	Maciço	Prof.	N_{10}	EV1 (MPa)	EV2 (MPa)	K
P12	177+702	1,6	0,0 - 0,1	0,1 - 1,6	-	0,1	11	15,5	35,3	2,28
						0,2	13			
						0,3	20			
						0,4	32			
						0,5	31			
						0,6	32			
						0,7	21			
						0,8	23			
						0,9	21			
						1	13			
						1,1	100			
P13	178+397	1,6	0,0 - 0,1	0,1 - 1,6	-	0,1	9	7,6	35,6	4,68
						0,2	20			
						0,3	44			
						0,4	20			
						0,5	19			
						0,6	13			
						0,7	8			
						0,8	23			
						0,9	100			
P14	179+103	1,3	0,0 - 0,1	0,1 - 1,3	-	0,1	10	21,1	53,1	2,52
						0,2	21			
						0,3	36			
						0,4	32			
						0,5	20			
						0,6	100			
P15	179+722	1,6	0,0 - 0,2	0,2 - 1,6	-	0,1	7	13	40,4	3,11
						0,2	23			
						0,3	100			
P16	180+277	1,4	0,0 - 0,1	0,1 - 1,4	-	0,1	6	5,3	39,8	7,51
						0,2	15			
						0,3	14			
						0,4	3			
						0,5	20			
						0,6	100			
P17	181+033	1,4	0,0 - 0,2	0,2 - 1,4	-	0,1	16	12,5	58,6	4,69
						0,2	32			
						0,3	43			
						0,4	43			
						0,5	32			
						0,6	21			
						0,7	20			
						0,8	20			
						0,9	26			
						1	23			
						1,1	18			
						1,2	16			
						1,3	18			
						1,4	48			
						1,5	100			
P18	181+602	0,4	0,0 - 0,2	-	0,2 - 0,4	0,1	7	10	47,7	4,77
						0,2	16			
						0,3	26			
						0,4	28			
						0,5	100			
P19	182+120	0,4	0,0 - 0,3	-	0,3 - 0,4	0,1	16	27,8	63	2,27
						0,2	100			

Poço	Pk	Prof. total	Litologia			PDL		ECP		
			Balastro	Aterro	Maciço	Prof.	N_{10}	EV1 (MPa)	EV2 (MPa)	K
P20	182+865	3,1	0,0 - 0,3	0,3 - 3,1	-	0,1	27	16	41,4	2,59
						0,2	35			
						0,3	41			
						0,4	42			
						0,5	32			
						0,6	26			
						0,7	25			
						0,8	100			
P21	183+506	1,3	0,0 - 0,2	-	0,2 - 1,3	0,1	10	14,3	68,6	4,8
						0,2	11			
						0,3	13			
						0,4	22			
						0,5	58			
						0,6	71			
						0,7	100			
P22	183+890	3,2	0,0 - 0,2	0,2 - 3,2	-	0,1	17	16,2	36,2	2,23
						0,2	28			
						0,3	24			
						0,4	20			
						0,5	27			
						0,6	20			
						0,7	26			
						0,8	100			
P23	184+587	0,5	0,0 - 0,1	-	0,1 - 0,5	0,1	20	27,9	55,9	2
						0,2	100			
P24	185+210	0,4	0,0 - 0,2	-	0,2 - 0,4	0,1	9	20,1	82,7	4,11
						0,2	100			
P25	185+599	3,8	0,0 - 0,5	0,5 - 3,8	-	0,1	8	10,2	19,7	1,93
						0,2	11			
						0,3	11			
						0,4	100			
P26	186+147	1,8	0,0 - 0,2	0,2 - 1,8	-	0,1	12	11,5	98,1	8,53
						0,2	10			
						0,3	11			
						0,4	10			
						0,5	8			
						0,6	9			
						0,7	8			
						0,8	7			
						0,9	8			
						1	18			
						1,1	19			
						1,2	100			
P27	187+060	2,9	0,0 - 0,1	0,1 - 2,9	-	0,1	21	27,6	57,8	2,09
						0,2	41			
						0,3	34			
						0,4	34			
						0,5	39			
						0,6	78			
						0,7	100			
P28	187+758	0,2	0,0 - 0,2	-	-	0,1	100	38,1	109,6	2,88
P29	188+512	0,3	0,0 - 0,3	-	-	0,1	20	24,1	47,4	1,97
						0,2	31			
						0,3	100			
P30	189+462	2	0,0 - 0,2	0,2 - 2,0	-	0,1	14	15,8	39,1	2,47
						0,2	26			
						0,3	36			
						0,4	26			
						0,5	22			
						0,6	15			
						0,7	17			
						0,8	100			

Poço	Pk	Prof. total	Litologia			PDL		ECP		
			Balastro	Aterro	Maciço	Prof.	N_{10}	EV1 (MPa)	EV2 (MPa)	K
P31	190+070	2	0,0 - 0,2	0,2 - 2,0	-	0,1	3	23,2	46,4	2
						0,2	12			
						0,3	16			
						0,4	15			
						0,5	13			
						0,6	21			
						0,7	11			
						0,8	6			
						0,9	17			
						1	34			
						1,1	100			
P32	191+081	2	0,0 - 0,1	0,1 - 2,0	-	0,1	12	19,8	73,4	3,71
						0,2	11			
						0,3	16			
						0,4	16			
						0,5	21			
						0,6	23			
						0,7	62			
						0,8	21			
						0,9	24			
						1	23			
						1,1	100			
P33	191+421	2,7	0,0 - 0,2	0,2 - 2,7	-	0,1	11	11	36,5	3,32
						0,2	18			
						0,3	15			
						0,4	16			
						0,5	13			
						0,6	15			
						0,7	21			
						0,8	16			
						0,9	34			
						1	32			
						1,1	41			
						1,2	36			
						1,3	40			
						1,4	62			
						1,5	67			
						1,6	51			
						1,7	53			
						1,8	42			
						1,9	50			
						2	37			
						2,1	52			
						2,2	57			
						2,3	72			
						2,4	91			
						2,5	90			
						2,6	100			
P34	192+111	2,2	0,0 - 0,3	0,3 - 2,2	-	0,1	11	29,9	49,3	1,65
						0,2	23			
						0,3	22			
						0,4	22			
						0,5	16			
						0,6	32			
						0,7	41			
						0,8	43			
						0,9	40			
						1	100			
P35	193+073	3	0,0 - 0,3	0,3 - 3,0	-	0,1	11	15,8	41	2,59
						0,2	18			
						0,3	30			
						0,4	17			
						0,5	62			
						0,6	100			

Poço	Pk	Prof. total	Litologia			PDL		ECP		
			Balastro	Aterro	Maciço	Prof.	N_{10}	EV1 (MPa)	EV2 (MPa)	K
P36	193+618	1,4	0,0 - 0,1	0,1 - 1,0	1,0 - 1,4	0,1	11	23	67	2,91
						0,2	16			
						0,3	17			
						0,4	100			
P37	194+524	3	0,0 - 0,2	0,2 - 3,0	-	0,1	15	20,9	50,2	2,4
						0,2	17			
						0,3	22			
						0,4	27			
						0,5	26			
						0,6	100			
P38	195+576	1,4	0,0 - 0,1	0,1 - 1,4	-	0,1	25	13,7	92,7	6,77
						0,2	44			
						0,3	42			
						0,4	27			
						0,5	15			
						0,6	28			
						0,7	100			
P39	196+037	3	0,0 - 0,2	0,2 - 3,0	-	0,1	21	9,2	43,5	4,73
						0,2	43			
						0,3	43			
						0,4	50			
						0,5	56			
						0,6	100			
P40	196+261	2,5	0,0 - 0,1	0,1 - 2,5	-	0,1	15	15,1	74,7	4,95
						0,2	31			
						0,3	43			
						0,4	48			
						0,5	100			
P41	198+131	3	0,0 - 0,1	0,1 - 3,0	-	0,1	35	26,2	51,8	1,98
						0,2	49			
						0,3	69			
						0,4	100			
P42	198+600	1,8	0,0 - 0,2	0,2 - 1,8	-	0,1	22	16,5	54,4	3,3
						0,2	23			
						0,3	51			
						0,4	100			

Projeto:	**LINHA DO DOURO** **TROÇO POCINHO - BARCA D'ALVA**
FICHA DE TALUDE: FT1	
PONTO QUILOMÉTRICO: 179+833 a 179+ 903	

DESCRIÇÃO	**TALUDE DIREITO**	**TALUDE ESQUERDO**
Altura (m):	20	3
Orientação(°):	N17^{0}W	N12^{0}W
Inclinação (°):	87	83
Comprimento (m):	70	25

OBSERVAÇÕES	
Vegetação	Árvores a topo dos taludes, com pequenos arbustos ao longo dos mesmos e raízes a penetrar nas formações rochosas
Humidade	Sem sinais de percolação de água visíveis, porém com precipitações por óxidos de ferro que indicam a possível percolação de água
Drenagem	-

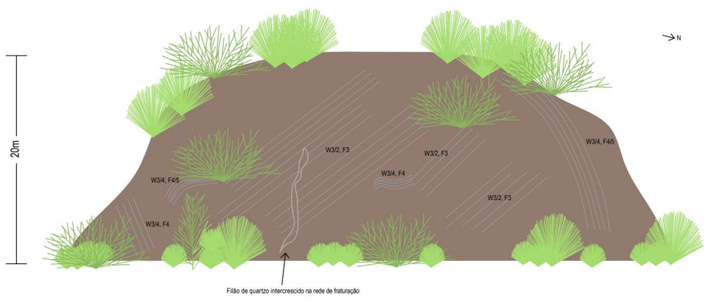
INSTABILIDADES OBSERVADAS

CLASSE (2a)	SITUAÇÃO (2b)	REPERCUSSÃO	OBS
Vergência do maciço para o local da antiga plataforma	Em toda a superfície do talude, principalmente a topo	Queda de blocos na plataforma	-
-	-	-	-

ELEMENTOS DE REFORÇO/ESTABILIZAÇÃO EXISTENTES NO TALUDE

TIPO (1a)	ALTURA (m)	COMP (m)	ESTADO GERAL (1b)
Sem elementos de estabilização	-	-	-
-	-	-	

ESBOÇO GEOLÓGICO



Esboço geológico geral do Talude 1 Direito visto de frente

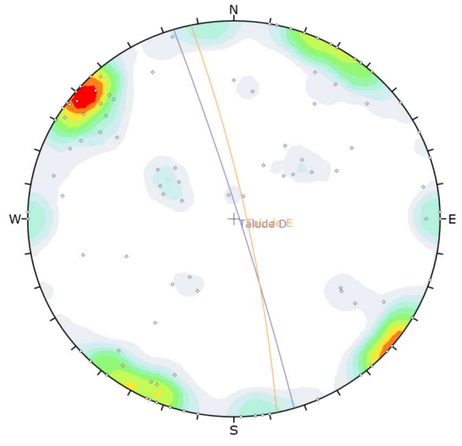
MATERIAIS EXISTENTES

DESCRIÇÃO	Alteração (5a)	Fracturação (5b)	Resistência (5c)	
Bancadas de xisto com intercalações de material grauváquico e pelítico a variar entre W3/W2, com pontuais W3/4; Filões e filonetes de quartzo com diversas dimensões, a acompanharem a principal orientação das fraturas; Pontuais dobras observadas em xisto W3/W4; Observação de elementos de alteração, como óxidos de ferro e nódulos de pirite nas paredes de algumas diaclases, demarcadas pela xistosidade e estratificação.	W1	F1	R6	S1
	W2	F2	R5	S2
	W3	F3	R4	S3
	W4	F4	R3	S4
	W5	F5	R2	S5
	W6	F6	R1	S6

DESCONTINUIDADES PRINCIPAIS

Tipo (6a)	Dir. (º)	Merg. Dir (º)	Esp (mm)	Cont. (m)	Abert (cm)	JRC	Preenchim	obs.
D1	128	87	200-20	<1	0.5	6-8	Matéria org.	-
D2	211	89	200-20	1	0.2	8-10	-	-
D3	170	90	20-60	1-3	0.2	6-8	-	Ox. Fe
D4	90	90	600-2000	>3	-	10-12	-	-

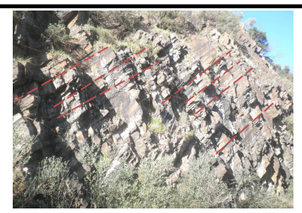
PROJECÇÃO ESTEREOGRÁFICA



A roxo está marcada a atitude do Talude Direito e a laranja o Talude Esquerdo



Aspeto global do talude direito







Dobra de material xistento W3/4



Rede de diaclasamento e vergências do maciço



Parede de talude com alteração por óxidos de ferro e nódulos de pirite





Bancadas de xisto com filões de quartzo



Aspeto do talude esquerdo

Legenda

(1a) Elementos construtivos situados no talude (muros, enrocamentos, etc.)
(1b) Estado geral de conservação (bom, mau, fendas, etc.)
(2a) Superfície irregular, erosão, queda de blocos, escorregamentos, fluência, torrentes de lamas, etc.
(2b) Altura do talude a que se encontra.
(5a) METEORIZAÇÃO: segundo (ISRM, 1981): (1/ 2/ 3/ 4/ 5/ 6)
(5b) FRATURAÇÃO: segundo (ISRM, 1981): (1/ 2/ 3/ 4/ 5/ 6)
(5c) Resistência a partir de índices de campo (ISRM, 1981)

R Ao bater com a ponta do martelo a rocha esmigalha-se
R Ao bater com a ponta do martelo produzem-se leves marcas
R Com um forte golpe de martelo pode fraturar-se
R É preciso mais do que um golpe de martelo para fraturá-la
R São precisos muitos golpes de martelo para fraturá-la
R Ao bater com o martelo saltam esquírolas
S1 O punho penetra facilmente vários cm.
S2 O dedo penetra facilmente vários cm.
S3 É suficiente uma pequena pressão para vincar o dedo.
S4 É necessária uma forte pressão para vincar o dedo.
S5 Marca-se com a unha aplicando uma pressão razoável.
S6 Marca-se com dificuldade aplicando uma pressão com a unha.
(6a) Indicar se é estratificaçao, xistosidade, diaclase, falha, etc.

Projeto:	LINHA DO DOURO TROÇO POCINHO - BARCA D'ALVA

FICHA DE TALUDE: FT2

PONTO QUILOMÉTRICO: 192+410 a 192+495

DESCRIÇÃO	TALUDE DIREITO	TALUDE ESQUERDO
Altura (m):	35	4
Orientação(°):	N32ºW	N28ºW
Inclinação (°):	85	82
Comprimento (m):	85	25

OBSERVAÇÕES

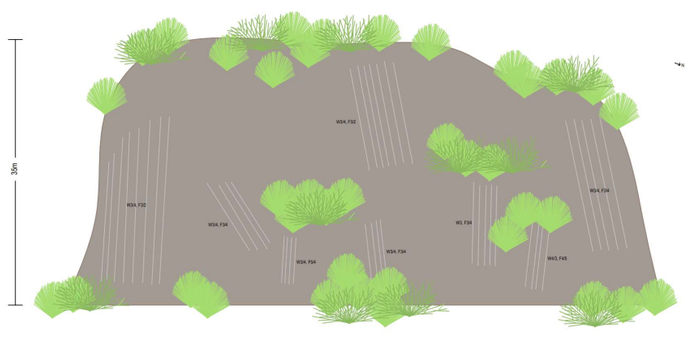
Vegetação	Vegetação principalmente na base e meio do talude, com algumas árvores a topo e pequenos arbustos
Humidade	Sem sinas de humidade nas paredes do talude, porém com presença de precipitações de óxidos de ferro que indicam a possível presença de água
Drenagem	-

CLASSE (2a)	SITUAÇÃO (2b)	REPERCUSSÃO	OBS
Pontuais escorregamentos de material do topo e meio do talude	Variável	Escorregamentos de terras, queda de blocos	-
-	-	-	-
-	-	-	-

ELEMENTOS DE REFORÇO/ESTABILIZAÇÃO EXISTENTES NO TALUDE

TIPO (1a)	ALTURA (m)	COMP (m)	ESTADO GERAL (1b)
Sem elementos de estabilização	-	-	-
-	-	-	

ESBOÇO GEOLÓGICO



Esboço geológico do Talude 2 Direito visto de frente

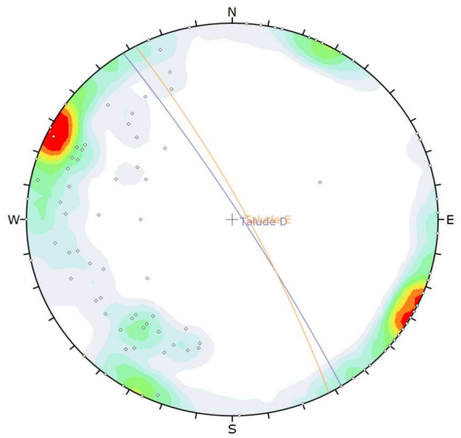
MATERIAIS EXISTENTES

DESCRIÇÃO	Alteração (5a)	Fracturação (5b)	Resistência (5c)	
Bancadas de xisto W3/W4, a predominar o grau de alteração W4 tendencialmente verticalizadas, com uma rede de fraturação bem demarcada; Filões e filonetes de quartzo, centimétricos a métricos a seguir a rede de fraturação; Xisto com aspeto mais pelítico, de cor cinzenta, com pontuais alterações por óxidos de ferro.	W1	F1	R6	S1
	W2	F2	R5	S2
	W3	F3	R4	S3
	W4	F4	R3	S4
	W5	F5	R2	S5
	W6	F6	R1	S6

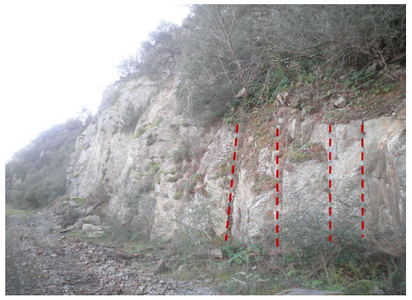
DESCONTINUIDADES PRINCIPAIS

Tipo (6a)	Dir. (º)	Merg. Dir (º)	Esp (mm)	Cont. (m)	Abert (cm)	JRC	Preenchim	obs.
D1	118	82	20-60	<1	-	8-10	-	Ox. Fe
D2	31	80	200-600	1-3	0.2	8-10	-	Ox. Fe

PROJECÇÃO ESTEREOGRÁFICA



A roxo está marcada a atitude do Talude Direito e a laranja o Talude Esquerdo





Aspeto geral do Talude 2 com observação da rede de fraturação tendencialmente vertical









Alterações por óxidos de ferro

Compartimentação geral do talude

Legenda

(1a) Elementos construtivos situados no talude (muros, enrocamentos, etc.)

(1b) Estado geral de conservação (bom, mau, fendas, etc.)

(2a) Superfície irregular, erosão, queda de blocos, escorregamentos, fluência, torrentes de lamas, etc.

(2b) Altura do talude a que se encontra.

(5a) METEORIZAÇÃO: segundo (ISRM, 1981): (1/ 2/ 3/ 4/ 5/ 6)

(5b) FRATURAÇÃO: segundo (ISRM, 1981): (1/ 2/ 3/ 4/ 5/ 6)

(5c) Resistência a partir de índices de campo (ISRM, 1981)

R Ao bater com a ponta do martelo a rocha esmigalha-se

R Ao bater com a ponta do martelo produzem-se leves marcas

R Com um forte golpe de martelo pode fraturar-se

R É preciso mais do que um golpe de martelo para fraturá-la

R São precisos muitos golpes de martelo para fraturá-la

R Ao bater com o martelo saltam esquírolas

S1 O punho penetra facilmente vários cm.

S2 O dedo penetra facilmente vários cm.

S3 É suficiente uma pequena pressão para vincar o dedo.

S4 É necessária uma forte pressão para vincar o dedo.

S5 Marca-se com a unha aplicando uma pressão razoável.

S6 Marca-se com dificuldade aplicando uma pressão com a unha.

(6a) Indicar se é estratificaçao, xistosidade, diaclase, falha, etc.

Medições realizadas no campo:

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
1	75	290	TED24	1	J	TED24	5
2	85	300	TED24	1	J	TED24	5
3	40	210	TED24	4	X	TED24	3
4	85	115	TED24	1	J	TED24	5
5	85	295	TED24	1	J	TED24	5
6	40	206	TED24	4	X	TED24	3
7	75	286	TED24	1	J	TED24	5
8	65	342	TED24	1	J	TED24	5
9	85	290	TED24	1	J	TED24	5
10	70	340	TED24	1	J	TED24	5
11	85	296	TED24	1	J	TED24	5
12	45	210	TED24	4	X	TED24	3
13	90	122	TED24	1	J	TED24	5
14	70	342	TED24	1	J	TED24	5
15	70	350	TED24	1	J	TED24	5
16	85	296	TED24	1	J	TED24	5
17	85	292	TED24	1	J	TED24	5
18	80	316	TED24	1	J	TED24	5
19	80	316	TED24	1	J	TED24	5
20	70	330	TED24	1	J	TED24	5
21	80	332	TED24	1	J	TED24	5
22	25	72	TED24	3	J	TED24	5
23	85	134	TED24	1	J	TED24	5
24	75	334	TED24	1	J	TED24	5
25	80	336	TED24	1	J	TED24	5
26	45	210	TED24	4	X	TED24	3
27	80	332	TED24	1	J	TED24	5
28	75	208	TED24	4	J	TED24	5
29	55	312	TED24		J	TED24	5
30	80	328	TED24	1	J	TED24	5
31	50	210	TED24	4	J	TED24	5
32	50	100	TED24		J	TED24	5
33	85	292	TED24	1	J	TED24	5
34	40	210	TED24	4	X	TED24	3
35	65	106	TED25-A	1	J	TED25-A	5
36	45	216	TED25-A	4	X	TED25-A	3
37	75	212	TED25-A	4	X	TED25-A	3
38	70	102	TED25-A	1	J	TED25-A	5
39	80	122	TED25-A	1	J	TED25-A	5
40	35	24	TED25-A	4	J	TED25-A	5
41	45	216	TED25-A	4	X	TED25-A	3
42	75	120	TED25-A	1	J	TED25-A	5
43	80	218	TED25-A	4	J	TED25-A	5
44	50	218	TED25-A	4	X	TED25-A	3
45	50	216	TED25-A	4	X	TED25-A	3
46	75	110	TED25-A	1	J	TED25-A	5
47	40	210	TED25-A	4	X	TED25-A	3
48	75	114	TED25-A	1	J	TED25-A	5
49	80	114	TED25-A	1	J	TED25-A	5

TECNOFISIL

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
50	70	18	TED25-A	4	J	TED25-A	5
51	90	106	TED25-A	1	J	TED25-A	5
52	75	112	TED25-A	1	J	TED25-A	5
53	50	214	TED25-A	4	X	TED25-A	3
54	50	208	TED25-A	4	X	TED25-A	3
55	50	214	TED25-A	4	X	TED25-A	3
56	65	4	TED25-B	4	J	TED25-B	5
57	85	308	TED25-B	1	J	TED25-B	5
58	40	208	TED25-B	4	X	TED25-B	3
59	80	318	TED25-B	1	J	TED25-B	5
60	70	110	TED25-B	1	J	TED25-B	5
61	80	122	TED25-B	1	J	TED25-B	5
62	85	210	TED25-B	4	J	TED25-B	5
63	85	212	TED25-B	4	J	TED25-B	5
64	85	122	TED25-B	1	J	TED25-B	5
65	50	214	TED25-B	4	X	TED25-B	3
66	80	112	TED25-B	1	J	TED25-B	5
67	90	30	TED25-B	4	J	TED25-B	5
68	85	210	TED25-B	4	J	TED25-B	5
69	80	112	TED25-B	1	J	TED25-B	5
70	90	130	TED25-B	1	J	TED25-B	5
71	45	212	TED25-B	4	X	TED25-B	3
72	50	210	TED25-B	4	X	TED25-B	3
73	55	48	TED25-B	4	J	TED25-B	5
74	80	214	TED25-B	4	J	TED25-B	5
75	80	342	TED25-B	1	J	TED25-B	5
76	85	218	TED25-B	4	J	TED25-B	5
77	35	20	TED25-B	4	J	TED25-B	5
78	50	214	TED25-B	4	X	TED25-B	3
79	50	210	TED25-B	4	X	TED25-B	3
80	30	20	TED25-B		J	TED25-B	5
81	80	324	TED25-B	1	J	TED25-B	5
82	75	40	TED25-B	4	J	TED25-B	5
83	85	286	TED25-B	1	J	TED25-B	5
84	40	210	TED25-B	4	X	TED25-B	3
85	90	142	TED25-B	1	J	TED25-B	5
86	80	112	TED25-B	1	J	TED25-B	5
87	45	214	TED25-B	4	X	TED25-B	3
88	45	210	TED25-B	4	X	TED25-B	3
89	85	314	TED25-B	1	J	TED25-B	5
90	85	218	TED25-B	4	J	TED25-B	5
91	85	292	TED25-C	1	J	TED25-C	5
92	30	206	TED25-C		X	TED25-C	3
93	85	300	TED25-C	1	J	TED25-C	5
94	80	215	TED25-C	4	J	TED25-C	5
95	80	294	TED25-C	1	J	TED25-C	5
96	80	212	TED25-C	4	J	TED25-C	5
97	85	304	TED25-C	1	J	TED25-C	5
98	40	206	TED25-C	4	X	TED25-C	3

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
99	35	204	TED25-C	4	X	TED25-C	3
100	80	324	TED25-C	1	J	TED25-C	5
101	80	52	TED25-C	4	J	TED25-C	5
102	80	212	TED25-C	4	J	TED25-C	5
103	85	312	TED25-C	1	J	TED25-C	5
104	70	40	TED25-C	4	J	TED25-C	5
105	85	220	TED25-C	4	J	TED25-C	5
106	80	310	TED25-C	1	J	TED25-C	5
107	80	40	TED25-C	4	J	TED25-C	5
108	85	302	TED25-C	1	J	TED25-C	5
109	80	300	TED25-C	1	J	TED25-C	5
110	75	218	TED25-C	4	J	TED25-C	5
111	85	300	TED25-C	1	J	TED25-C	5
112	30	198	TED25-C		X	TED25-C	5
113	90	136	TED25-C	1	J	TED25-C	5
114	80	308	TED25-C	1	J	TED25-C	5
115	80	218	TED25-C	4	J	TED25-C	5
116	85	294	TED25-C	1	J	TED25-C	5
117	75	216	TED25-C	4	J	TED25-C	5
118	85	300	TED25-C	1	J	TED25-C	5
119	80	336	TED25-C	1	J	TED25-C	5
120	80	214	TED25-C	4	J	TED25-C	5
121	90	120	TED25-C	1	J	TED25-C	5
122	90	120	TED25-C	1	J	TED25-C	5
123	90	118	TED25-C	1	J	TED25-C	5
124	90	120	TED25-C	1	J	TED25-C	5
125	85	110	TED25-C	1	J	TED25-C	5
126	25	202	TED25-C	3	X	TED25-C	5
127	75	210	TED25-C	4	J	TED25-C	5
128	75	214	TED25-C	4	J	TED25-C	5
129	80	314	TED25-C	1	J	TED25-C	5
130	85	302	TED25-C	1	J	TED25-C	5
131	90	120	TED25-C	1	J	TED25-C	5
132	70	210	TED25-C	4	J	TED25-C	5
133	25	210	TED25-C	3	X	TED25-C	3
134	90	120	TED25-C	1	J	TED25-C	5
135	90	126	TED25-C	1	J	TED25-C	5
136	85	196	TED25-C	4	J	TED25-C	5
137	85	112	TED25-C	1	J	TED25-C	5
138	60	210	TED25-C	4	J	TED25-C	5
139	90	84	TED25-C		J	TED25-C	5
140	85	310	TED25-C	1	J	TED25-C	5
141	30	210	TED25-C		X	TED25-C	3
142	65	210	TED25-C	4	J	TED25-C	5
143	90	130	TED25-C	1	J	TED25-C	5
144	90	134	TED25-C	1	J	TED25-C	5
145	90	146	TED25-C	1	J	TED25-C	5
146	85	310	TED25-C	1	J	TED25-C	5
147	90	138	TED25-C	1	J	TED25-C	5

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JR(
147	90	138	TED25-C	1	J	TED25-C	5
148	85	115	TED25-C	1	J	TED25-C	5
149	60	210	TED25-C	4	J	TED25-C	5
150	50	72	TED25-C	4	J	TED25-C	5
151	90	138	TED25-C	1	J	TED25-C	5
152	85	332	TED25-C	1	J	TED25-C	5
153	80	332	TED25-C	1	J	TED25-C	5
154	80	110	TED25-D	1	J	TED25-D	5
155	80	38	TED25-D	4	J	TED25-D	5
156	20	296	TED25-D	3	X	TED25-D	3
157	75	110	TED25-D	1	J	TED25-D	5
158	85	110	TED25-D	1	J	TED25-D	5
159	80	334	TED25-D	1	J	TED25-D	5
160	85	326	TED25-D	1	J	TED25-D	5
161	90	220	TED25-D	4	J	TED25-D	5
162	75	338	TED25-D	1	J	TED25-D	5
163	80	332	TED25-D	1	J	TED25-D	5
164	70	210	TED25-D	4	J	TED25-D	5
165	80	336	TED25-D	1	J	TED25-D	5
166	90	132	TED25-D	1	J	TED25-D	5
167	60	208	TED25-D	4	J	TED25-D	5
168	80	334	TED25-D	1	J	TED25-D	5
169	30	208	TED25-D		X	TED25-D	3
170	90	148	TED25-D	1	J	TED25-D	5
171	80	340	TED25-D	1	J	TED25-D	5
172	85	324	TED25-D	1	J	TED25-D	5
173	85	320	TED25-D	1	J	TED25-D	5
174	45	212	TED25-D	4	X	TED25-D	3
175	85	130	TED25-D	1	J	TED25-D	5
176	90	130	TED25-D	1	J	TED25-D	5
177	85	136	TED25-D	1	J	TED25-D	5
178	30	214	TED25-D		X	TED25-D	3

Medições realizadas no modelo 3D:

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
180	80	140		1	J	TED26-A	6
181	50	210		4	X	TED26-A	6
182	90	100		1	J	TED26-A	6
183	90	130		1	J	TED26-A	6
184	40	210		4	X	TED26-A	6
185	85	324		1	J	TED26-A	6
186	55	210		4	X	TED26-A	6
187	80	276		1	J	TED26-A	8
188	85	312		1	J	TED26-A	8
189	65	204		4	X	TED26-A	12
190	80	324		1	J	TED26-A	6
191	75	212		4	X	TED26-A	6
192	90	138		1	J	TED26-A	6
193	80	30		4	X	TED26-A	6
194	90	130		1	J	TED26-A	6
195	80	116		1	J	TED26-A	6
196	80	28		4	X	TED26-A	10
197	80	120		1	J	TED26-A	6
198	70	30		4	X	TED26-A	10
199	75	130		1	J	TED26-A	10
200	70	290		1	J	TED26-A	8
201	60	20		4	X	TED26-A	10
202	90	120		1	J	TED26-A	6
203	85	316		1	J	TED26-A	6
204	85	315		1	J	TED26-A	6
205	85	30		4	X	TED26-A	10
206	90	120		1	J	TED26-A	6
207	85	312		1	J	TED26-A	6
208	80	320		1	J	TED26-A	6
209	85	334		1	J	TED26-A	6
210	85	214		4	X	TED26-A	12
211	85	120		1	J	TED26-A	6
212	80	104		1	J	TED26-A	6
213	80	30		4	X	TED26-A	10
214	80	130		1	J	TED26-A	8
215	75	32		4	X	TED26-A	8
216	80	108		1	J	TED26-A	6
217	80	30		4	X	TED26-A	8
218	80	106		1	J	TED26-A	6
219	80	108		1	J	TED26-A	6
220	80	116		1	J	TED26-C	6
221	5	55		3	X	TED26-C	10
222	5	55		3	X	TED26-C	10
223	85	32		4	J	TED26-C	8
224	90	136		1	J	TED26-C	6
225	75	206		4	J	TED26-C	6
226	85	102		1	J	TED26-C	6
227	85	210		4	J	TED26-C	10
228	90	130		1	J	TED26-C	6

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JR(
229	90	136		1	J	TED26-C	6
230	60	44		4	J	TED26-C	12
231	85	314		1	J	TED26-C	6
232	85	120		1	J	TED26-C	6
233	85	132		1	J	TED26-C	6
234	90	132		1	J	TED26-C	6
235	90	132		1	J	TED26-C	6
236	75	216		4	J	TED26-C	8
237	90	130		1	J	TED26-C	6
238	65	206		4	J	TED26-C	8
239	90	130		1	J	TED26-C	6
240	85	302		1	J	TED26-C	6
241	65	224		4	J	TED26-C	8
242	90	116		1	J	TED26-C	6
243	65	222		4	J	TED26-C	8
244	85	126		1	J	TED26-C	6
245	80	282		1	J	TED26-C	6
246	70	212		4	J	TED26-C	8
247	90	130		1	J	TED26-C	6
248	85	314		1	J	TED26-C	6
249	90	120		1	J	TED26-C	6
250	75	212		4	J	TED26-C	8
251	85	322		1	J	TED26-C	6
252	85	314		1	J	TED26-C	6
253	80	144		1	J	TED26-C	6
254	85	146		1	J	TED26-C	6
255	90	130		1	J	TED26-C	6
256	30	214			X	TED26-C	8
257	90	132		1	J	TED26-C	6
258	85	310		1	J	TED26-C	8
259	90	124		1	J	TED26-C	6
260	20	228		3	X	TED26-C	6
261	80	128		1	J	TED26-E	6
262	85	312		1	J	TED26-E	6
263	80	130		1	J	TED26-E	6
264	85	312		1	J	TED26-E	6
265	45	210		4	X	TED26-E	8
266	85	314		1	J	TED26-E	6
267	40	205		4	X	TED26-E	8
268	85	300		1	J	TED26-E	6
269	40	205		4	X	TED26-E	8
270	85	310		1	J	TED26-E	6
271	45	222		4	X	TED26-E	8
272	80	304		1	J	TED26-E	6
273	45	208		4	X	TED26-E	8
274	80	138		1	J	TED26-E	6
275	85	310		1	J	TED26-E	6
276	45	212		4	X	TED26-E	8
277	80	314		1	J	TED26-E	6

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
277	80	314		1	J	TED26-E	6
278	85	312		1	J	TED26-E	6
279	50	210		4	X	TED26-E	8
280	85	314		1	J	TED26-E	6
281	85	298		1	J	TED26-E	6
282	40	200		4	X	TED26-E	8
283	90	120		1	J	TED26-E	6
284	50	210		4	X	TED26-E	8
285	65	220		4	J	TED27-A	8
286	50	206		4	X	TED27-A	5
287	75	320		1	J	TED27-A	8
288	70	240		4	J	TED27-A	8
289	65	236		4	J	TED27-A	8
290	50	194		4	X	TED27-A	5
291	90	224		4	J	TED27-A	8
292	60	236		4	X	TED27-A	5
293	70	252		4	J	TED27-A	8
294	55	252		4	J	TED27-A	8
295	45	206		4	X	TED27-A	5
296	90	130		1	J	TED27-A	8
297	90	126		1	J	TED27-A	8
298	75	204		4	J	TED27-A	8
299	65	206		4	X	TED27-A	5
300	90	24		4	X	TED27-A	5
301	90	26		4	X	TED27-A	5
302	90	128		1	J	TED27-A	8
303	65	206		4	X	TED27-A	5
304	85	204		4	X	TED27-A	5
305	10	292		3	J	TED27-A	8
306	75	330		1	J	TED27-A	8
307	85	208		4	J	TED27-A	8
308	80	146		1	J	TED27-A	5
309	85	302		1	J	TED27-A	5
310	80	296		1	J	TED27-A	5
311	40	192		4	X	TED27-A	5
312	50	196		4	X	TED27-A	5
313	85	300		1	J	TED27-A	5
314	70	182		4	X	TED27-A	5
315	85	302		1	J	TED27-A	5
316	40	172			X	TED27-A	5
317	50	56		4	J	TED27-A	5
318	80	324		1	J	TED27-A	5
319	85	22		4	X	TED27-A	5
320	70	220		4	J	TED27-A	5
321	20	150		3	J	TED27-A	5
322	65	38		4	J	TED27-A	11
323	90	128		1	J	TED27-A	5
324	90	126		1	J	TED27-A	5
325	90	124		1	J	TED27-A	5

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
373	55	202		4	J	TED27-A	11
374	90	144		1	J	TED27-A	11
375	90	118		1	J	TED27-A	11
376	90	122		1	J	TED27-A	11
377	15	52		3	J	TED27-A	11
378	85	30		4	J	TED27-A	11
379	70	122		1	J	TED27-A	11
380	50	262			J	TED27-A	11
381	15	212		3	J	TED27-A	11
382	85	32		4	J	TED27-A	11
383	90	124		1	J	TED27-A	11
384	85	208		4	J	TED27-A	11
385	80	334		1	J	TED27-A	11
386	25	254		3	J	TED27-A	11
387	85	212		4	X	TED27-A	5
388	80	164		1	J	TED27-A	11
389	30	288			J	TED27-A	11
390	90	202		4	X	TED27-A	5
391	70	114		1	J	TED27-A	11
392	70	160		1	J	TED27-A	11
393	25	286		3	J	TED27-A	11
394	90	34		4	J	TED27-A	11
395	85	340		1	J	TED27-A	11
396	80	30		4	X	TED27-A	5
397	25	82		3	J	TED27-A	11
398	20	104		3	J	TED27-A	11
399	65	258			J	TED27-A	11
400	85	326		1	J	TED27-A	11
401	90	148		1	J	TED27-C	11
402	90	30		4	J	TED27-C	11
403	15	278		3	J	TED27-C	11
404	80	286		1	J	TED27-C	11
405	90	30		4	X	TED27-C	5
406	90	154		1	J	TED27-C	11
407	85	118		1	J	TED27-C	11
408	90	28		4	J	TED27-C	11
409	90	28		4	J	TED27-C	11
410	15	76		3	J	TED27-C	11
411	20	54		3	J	TED27-C	11
412	75	330		1	J	TED27-C	11
413	90	150		1	J	TED27-C	11
414	90	28		4	J	TED27-C	11
415	90	152		1	J	TED27-C	11
416	90	114		1	J	TED27-C	11
417	15	74		3	J	TED27-C	11
418	85	30		4	X	TED27-C	5
419	90	154		1	J	TED27-C	11
420	15	200		3	J	TED27-C	11
421	90	36		4	J	TED29-B	11

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JR(
421	90	36		4	J	TED29-B	11
422	80	44		4	J	TED29-B	11
423	90	152		1	J	TED29-B	11
424	90	152		1	J	TED29-B	11
425	70	34		4	J	TED29-B	11
426	85	280		1	J	TED29-B	11
427	30	112			J	TED29-B	11
428	80	300		1	J	TED29-B	11
429	30	94			J	TED29-B	11
430	80	40		4	J	TED29-B	11
431	75	36		4	J	TED29-B	11
432	90	120		1	J	TED29-B	11
433	80	38		4	J	TED29-B	11
434	75	216		4	J	TED29-B	11
435	70	36		4	J	TED29-B	11
436	85	300		1	J	TED29-B	11
437	90	128		1	J	TED29-B	11
438	80	236		4	J	TED29-B	11
439	90	32		4	J	TED29-B	11
440	90	122		1	J	TED29-B	11
441	80	218		4	J	TED29-B	11
442	85	302		1	J	TED29-B	11
443	5	104		3	J	TED29-B	15
444	85	132		1	J	TED29-B	11
445	90	128		1	J	TED29-B	11
446	45	210		4	X	TED29-B	5
447	40	210		4	X	TED29-B	5
448	90	208		4	J	TED29-B	11
449	90	130		1	J	TED29-B	11
450	90	36		4	J	TED29-B	11
451	20	216		3	X	TED29-B	5
452	90	38		4	J	TED29-B	11
453	70	292		1	J	TED29-B	11
454	85	34		4	J	TED29-B	11
455	75	218		4	J	TED29-B	11
456	75	328		1	J	TED29-B	11
457	75	316		1	J	TED29-B	11
458	85	210		4	J	TED29-B	11
459	90	128		1	J	TED29-B	11
460	85	210		4	J	TED29-B	11
461	90	118		1	J	TED29-B	11
462	80	316		1	J	TED29-B	11
463	75	214		4	J	TED29-B	11
464	90	294		1	J	TED29-B	11
465	85	208		4	J	TED29-B	11
466	90	114		1	J	TED29-B	11
467	45	202		4	X	TED29-B	5
468	85	314		1	J	TED29-B	11
469	80	32		4	J	TED29-B	11

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JR(
469	80	32		4	J	TED29-B	11
470	60	76			J	TED29-B	11
471	85	312		1	J	TED29-B	11
472	80	60		4	J	TED29-B	11
473	50	46		4	J	TED29-B	11
474	85	122		1	J	TED29-B	11
475	90	38		4	J	TED29-B	11
476	85	306		1	J	TED29-B	11
477	80	218		4	J	TED29-B	11
478	85	32		4	J	TED29-B	11
479	85	32		4	J	TED29-B	11
480	80	304		1	J	TED29-B	11
481	35	208		4	X	TED29-B	5
482	30	206			X	TED29-B	5
483	85	160		1	J	TED29-B	11
484	85	32		4	J	TED29-B	11
485	80	316		1	J	TED29-B	11
486	35	208		4	X	TED29-B	11
487	90	32		4	J	TED29-B	11
488	85	234		4	J	TED29-B	12
489	80	306		1	J	TED29-B	11
490	90	40		4	J	TED29-B	11
491	80	316		1	J	TED29-B	11
492	10	200		3	X	TED29-B	5
493	85	310		1	J	TED29-B	11
494	85	136		1	J	TED29-B	11
495	85	218		4	J	TED29-B	11
496	10	206		3	X	TED29-B	5
497	80	316		1	J	TED29-B	11
498	75	34		4	J	TED29-B	11
499	85	212		4	J	TED29-B	11
500	85	32		4	J	TED29-B	11
501	90	124		1	J	TED29-B	11
502	85	38		4	J	TED29-B	11
503	70	234		4	J	TED29-B	11
504	60	38		4	J	TED29-B	11
505	20	210		3	X	TED29-B	5
506	90	122		1	J	TED29-B	11
507	75	230		4	J	TED29-B	11
508	80	234		4	J	TED29-B	11
509	80	316		1	J	TED29-B	11
510	90	310		1	J	TED29-B	11
511	85	288		1	J	TED29-B	11
512	80	150		1	J	TED29-B	11
513	80	158		1	J	TED29-B	11
514	85	150		1	J	TED29-B	11
515	80	210		4	J	TED29-B	11
516	85	210		4	J	TED29-B	11
517	85	212		4	J	TED29-B	11

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
517	85	212		4	J	TED29-B	11
518	15	214		3	X	TED29-B	5
519	85	40		4	J	TED29-B	11
520	90	36		4	J	TED29-B	11
521	90	220		4	J	TED29-B	11
522	80	36		4	J	TED29-B	11
523	70	330		1	J	TED29-B	11
524	80	330		1	J	TED29-B	11
525	80	346		1	J	TED29-B	11
526	90	150		1	J	TED29-B	11
527	90	30		4	J	TED29-B	11
528	65	148		1	J	TED29-B	11
529	75	332		1	J	TED29-B	11
530	90	130		1	J	TED29-B	11
531	85	212		4	J	TED29-B	11
532	80	312		1	J	TED29-B	11
533	40	36		4	J	TED29-B	11
534	85	42		4	J	TED29-B	11
535	80	326		1	J	TED20-A	6
536	85	290		1	J	TED20-A	6
537	30	194			X	TED20-A	10
538	85	310		1	J	TED20-A	6
539	85	204		4	J	TED20-A	8
540	80	204		4	J	TED20-A	8
541	35	206		4	X	TED20-A	10
542	70	134		1	J	TED20-A	10
543	75	204		4	J	TED20-A	10
544	40	194		4	X	TED20-A	10
545	85	322		1	J	TED20-A	8
546	75	318		1	J	TED20-A	8
547	70	204		4	J	TED20-A	10
548	85	320		1	J	TED20-A	8
549	45	196		4	X	TED20-A	10
550	85	206		4	J	TED20-A	10
551	85	330		1	J	TED20-A	8
552	55	206		4	X	TED20-A	10
553	80	320		1	J	TED20-A	8
554	65	204		4	X	TED20-A	10
555	45	192		4	X	TED20-A	8
556	85	326		1	J	TED20-A	8
557	50	92			J	TED20-A	8
558	40	188		4	X	TED20-A	8
559	55	88			J	TED20-A	8
560	55	194		4	X	TED20-A	8
561	75	318		1	J	TED20-A	8
562	55	64		4	J	TED20-A	10
563	60	200		4	X	TED20-A	8
564	70	314		1	J	TED20-A	8
565	75	206		4	J	TED20-A	10

ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
565	75	206		4	J	TED20-A	10
566	55	314			J	TED20-A	8
567	90	30		4	J	TED20-A	8
568	75	316		1	J	TED20-A	8
569	65	340		1	J	TED20-A	8
570	50	210		4	X	TED20-A	10
571	60	332			J	TED20-A	8
572	70	200		4	X	TED20-B	10
573	65	204		4	X	TED20-B	10
574	65	134		1	J	TED20-B	8
575	85	324		1	J	TED20-B	8
576	70	212		4	X	TED20-B	10
577	85	314		1	J	TED20-B	8
578	55	212		4	X	TED20-B	8
579	85	316		1	J	TED20-B	8
580	50	202		4	X	TED21	8
581	85	314		1	J	TED21	8
582	90	136		1	J	TED21	6
583	65	206		4	X	TED21	8
584	60	206		4	X	TED21	8
585	40	32		4	J	TED21	10
586	85	298		1	J	TED21	6
587	70	314		1	J	TED21	8
588	60	204		4	X	TED21	8
589	80	114		1	J	TED22-B	6
590	60	200		4	X	TED22-B	8
591	90	148		1	J	TED22-B	10
592	60	206		4	X	TED22-B	8
593	90	128		1	J	TED22-B	6
594	65	204		4	X	TED22-B	8
595	80	110		1	J	TED22-B	6
596	65	204		4	X	TED22-B	8
597	75	112		1	J	TED22-B	8
598	85	292		1	J	TED22-B	8
599	60	206		4	X	TED22-B	8
600	80	296		1	J	TED22-B	6
601	90	116		1	J	TED22-B	6
602	90	116		1	J	TED22-B	6
603	60	212		4	X	TED22-B	8
604	90	122		1	J	TED22-B	6
605	60	210		4	X	TED22-B	8
606	75	152		1	J	TED22-B	8
607	85	300		1	J	TED22-B	8
608	60	210		4	X	TED22-B	8
609	90	124		1	J	TED22-B	6
610	90	124		1	J	TED22-B	6
611	85	300		1	J	TED22-B	6
612	85	076			J	TED22-B	8
613	85	196		4	J	TED22-B	6

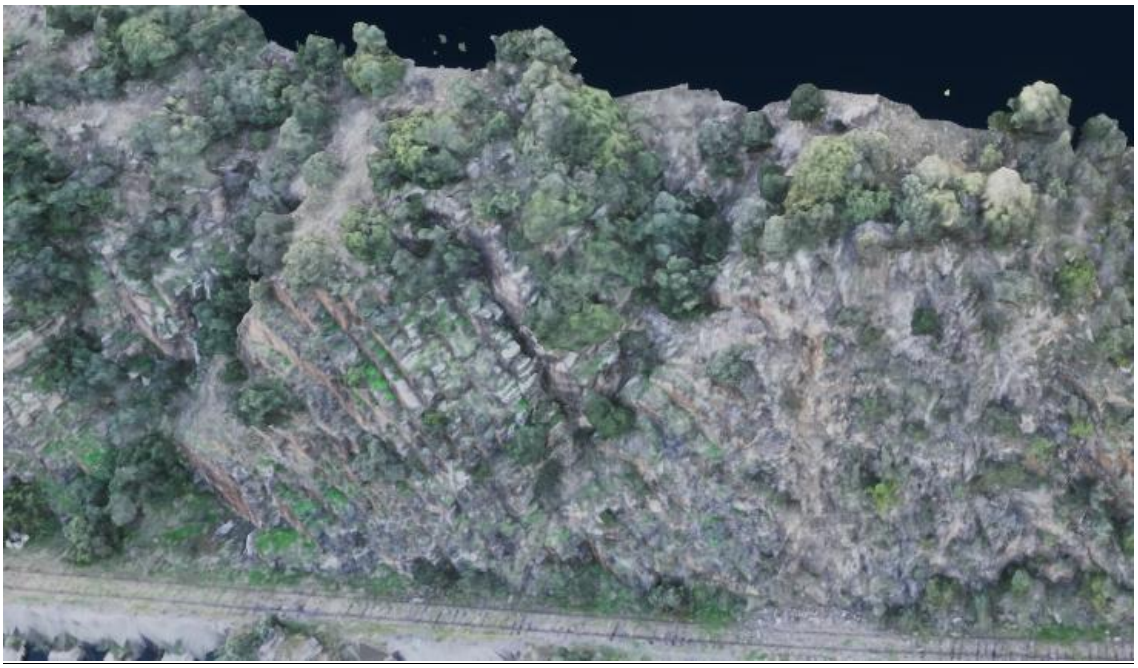
ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
613	85	196		4	J	TED22-B	6
614	55	202		4	X	TED22-B	8
615	85	294		1	J	TED22-B	6
616	85	312		1	J	TED22-B	8
617	90	316		1	J	TED22-B	6
618	55	208		4	X	TED22-B	8
619	80	214		4	J	TED22-B	8
620	75	208		4	J	TED22-B	8
621	80	216		4	J	TED22-B	8
622	90	132		1	J	TED17-A	8
623	85	202		4	J	TED17-A	10
624	45	172			X	TED17-A	8
625	85	132		1	J	TED17-A	8
626	80	238		4	J	TED17-A	6
627	90	128		1	J	TED17-A	6
628	70	256			J	TED17-A	6
629	90	126		1	J	TED17-A	6
630	70	252		4	J	TED17-A	6
631	55	176			J	TED17-A	6
632	85	304		1	J	TED17-B	6
633	85	24		4	J	TED17-B	6
634	90	292		1	J	TED17-B	6
635	90	198		4	J	TED17-B	10
636	85	294		1	J	TED17-B	6
637	90	118		1	J	TED17-B	6
638	85	194		4	J	TED17-B	8
639	85	310		1	J	TED17-B	6
640	85	314		1	J	TED17-B	6
641	85	316		1	J	TED17-B	6
642	10	178		3	X	TED17-B	8
643	5	158		3	J	TED17-B	8
644	80	336		1	J	TED25C-TED25D	5
645	87	140		1	J	TED25C-TED25D	5
646	88	121		1	J	TED25C-TED25D	5
647	90	300		1	J	TED25C-TED25D	5
648	88	133		1	J	TED25C-TED25D	5
649	86	126		1	J	TED25C-TED25D	5
650	89	138		1	J	TED25C-TED25D	5
651	85	155		1	J	TED25C-TED25D	5
652	82	155		1	J	TED25C-TED25D	5
653	89	133		1	J	TED25C-TED25D	5
654	89	141		1	J	TED25C-TED25D	5
655	90	133		1	J	TED25C-TED25D	5
656	87	132		1	J	TED25C-TED25D	5
657	66	60		4	J	TED25C-TED25D	5
658	71	60		4	J	TED25C-TED25D	5
659	78	59		4	x	TED26A-TED26B-TED26C	6
660	87	237		4	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
661	84	234		4	J	TED26A-TED26B-TED26C	6

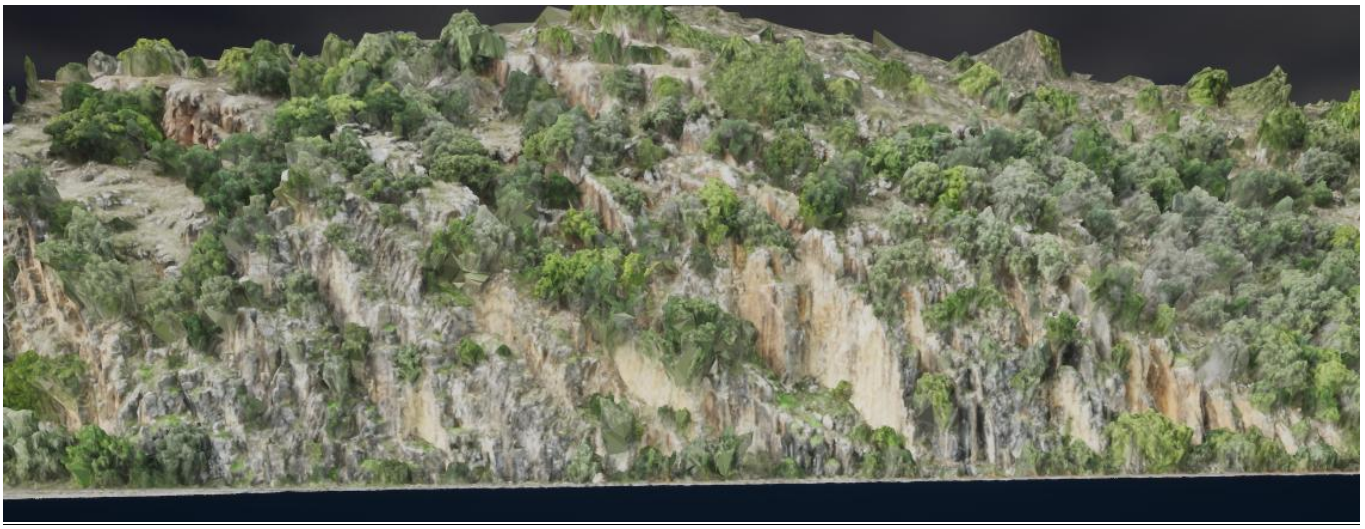
ID	Orient1	Orient2	Traverse	Set	PLANO (J OU X)	TALUDE	JRC
661	84	234		4	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
662	85	54		4	x	TED26A-TED26B-TED26C	6
663	81	235		4	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
664	80	141		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
665	87	134		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
666	81	332		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
667	85	153		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
668	88	142		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
669	74	242		4	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
670	87	144		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
671	86	141		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
672	87	144		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
673	89	136		1	J	TED26A-TED26B-TED26C	6
674	75	131		1	J	TED27A	11
675	90	53		4	J	TED27A	11
676	65	147		1	J	TED27A	11
677	89	245		4	J	TED27A	11
678	88	247		4	J	TED27A	11
679	85	235		4	J	TED27A	11
680	87	150		1	J	TED27A	11
681	81	56		4	J	TED27A	11
682	90	339		1	J	TED27A	11
683	88	338		1	J	TED27A	11
684	90	330		1	J	TED27A	11
685	88	332		1	J	TED27A	11
686	87	332		1	J	TED27A	11
687	87	152		1	J	TED27A	11
688	78	61		4	J	TED27A	11
689	65	55		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
690	71	55		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
691	78	64		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
692	84	333		1	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
693	86	143		1	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
694	85	154		1	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
695	79	240		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
696	86	324		1	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
697	79	53		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
698	83	36		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
699	90	321		1	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
700	89	25		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
701	85	326		1	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
702	85	57		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
703	84	61		4	J	TED27B-TED27C-TED27D	11
704	73	125		1	J	TED28	9
705	75	129		1	J	TED28	9
706	81	125		1	J	TED28	9
707	78	132		1	J	TED28	9
708	87	58		4	J	TED28	9
709	85	59		4	J	TED28	9

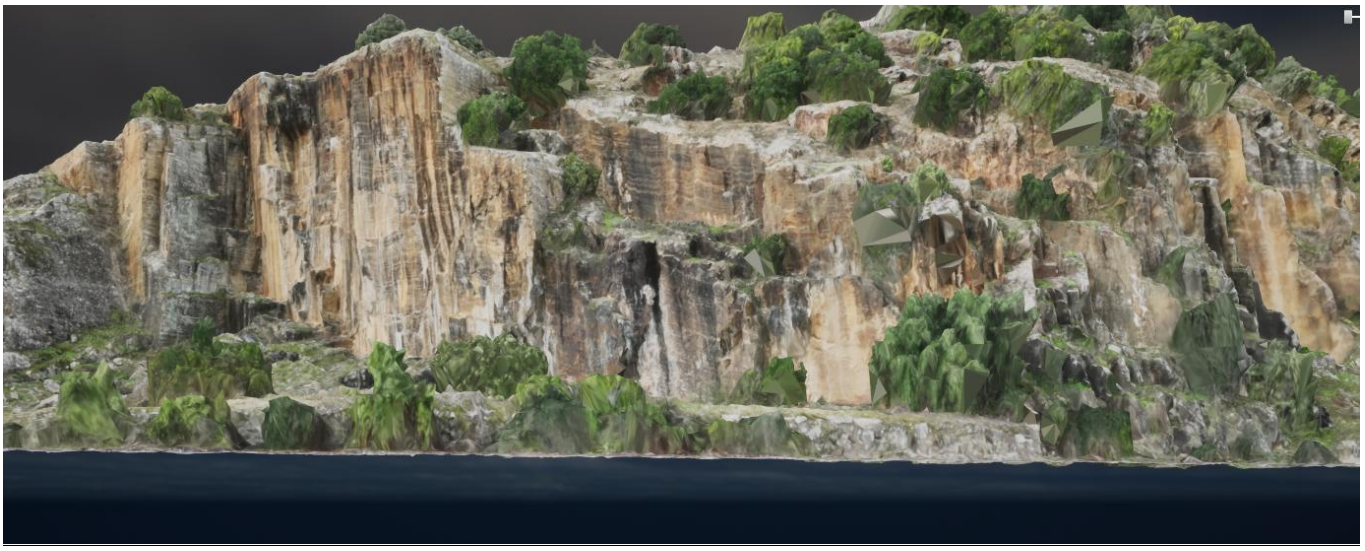
709	85	59		4	J	TED28	9
710	76	130		1	J	TED28	9
711	84	237		4	J	TED28	9
712	84	56		4	J	TED28	9
713	16	3		3	J	TED28	9
714	89	329		1	J	TED28	9
715	87	334		1	J	TED28	9
716	89	57		4	J	TED28	9
717	89	56		4	J	TED28	9
718	88	57		4	J	TED28	9

Imagens dos modelos3D medidos:

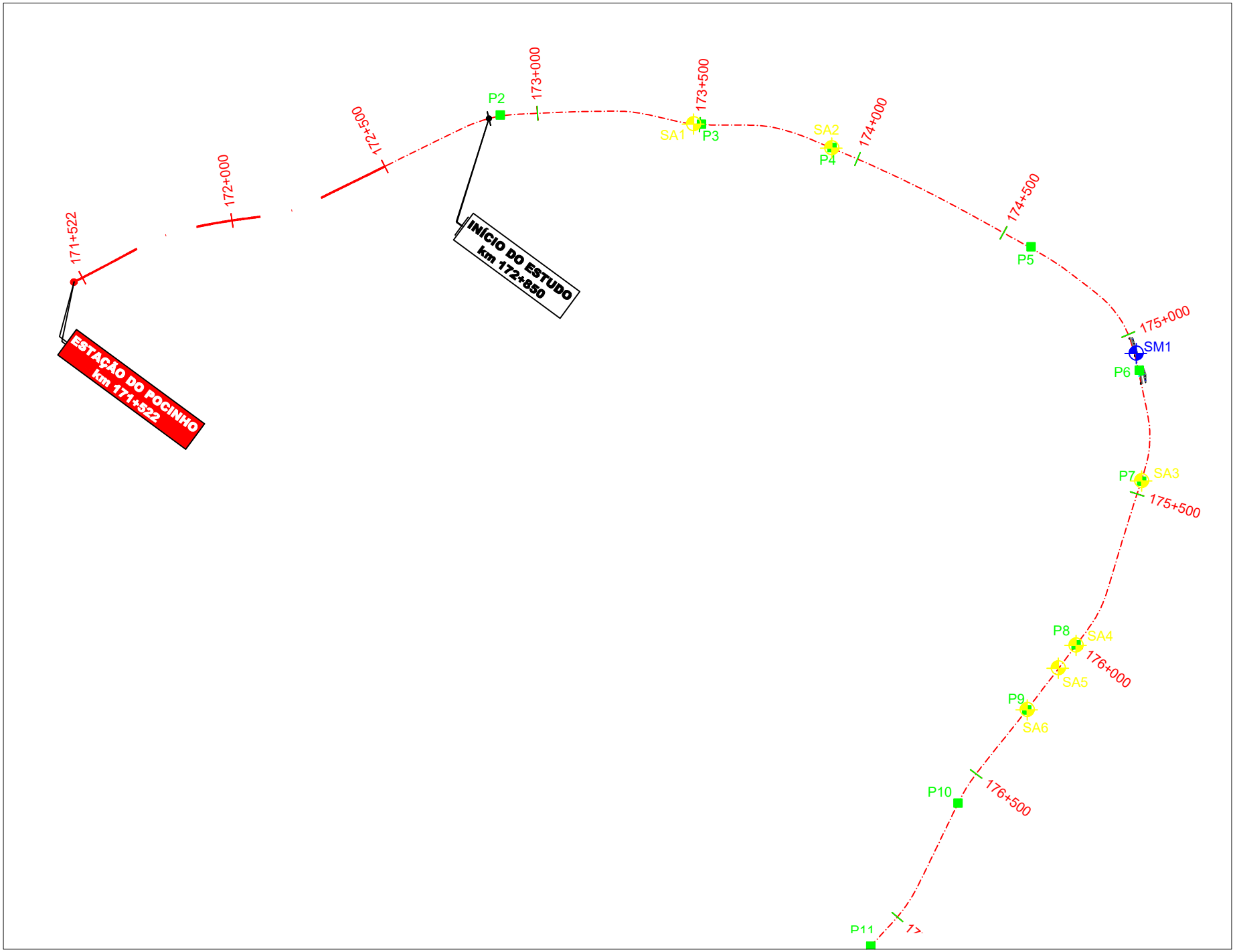


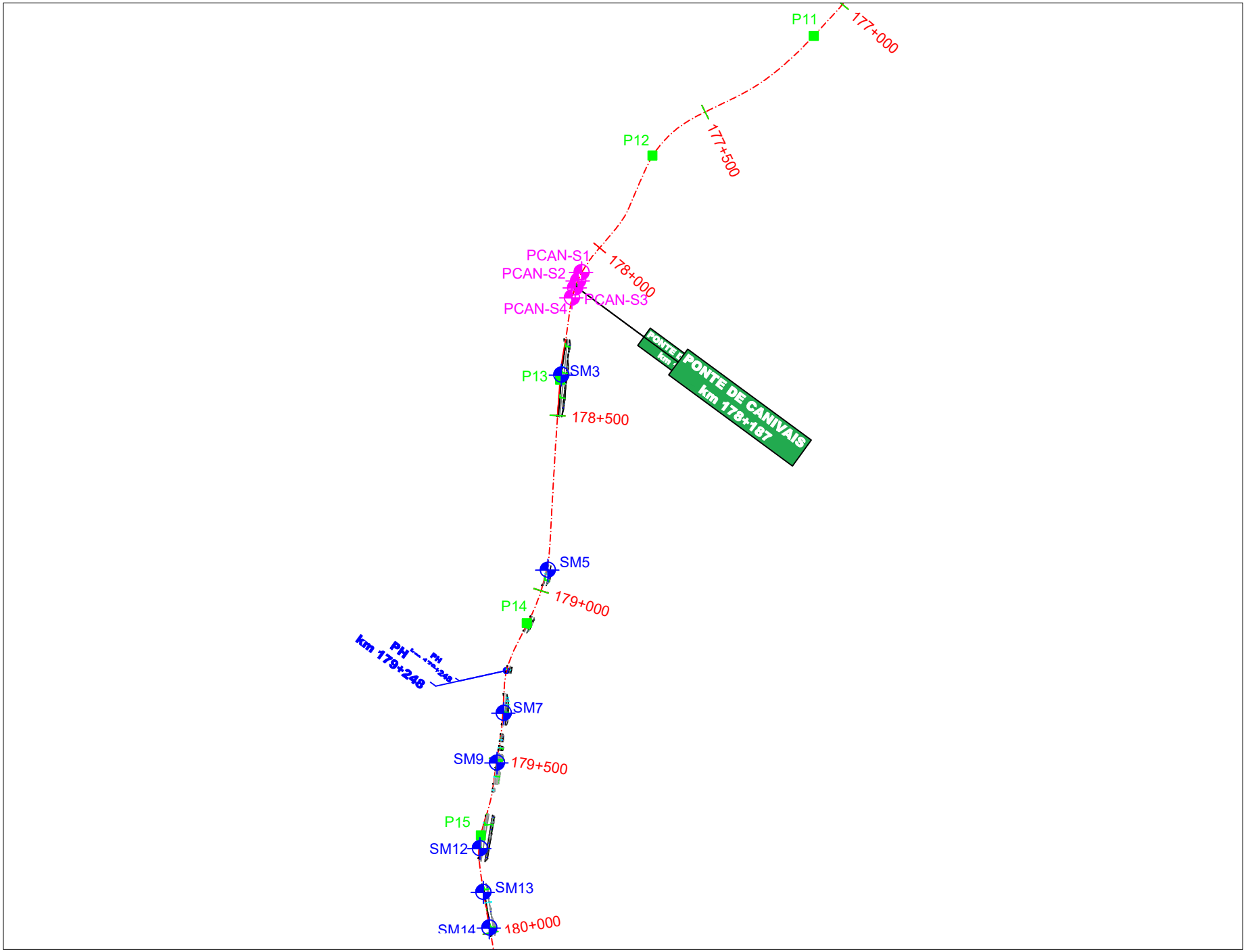


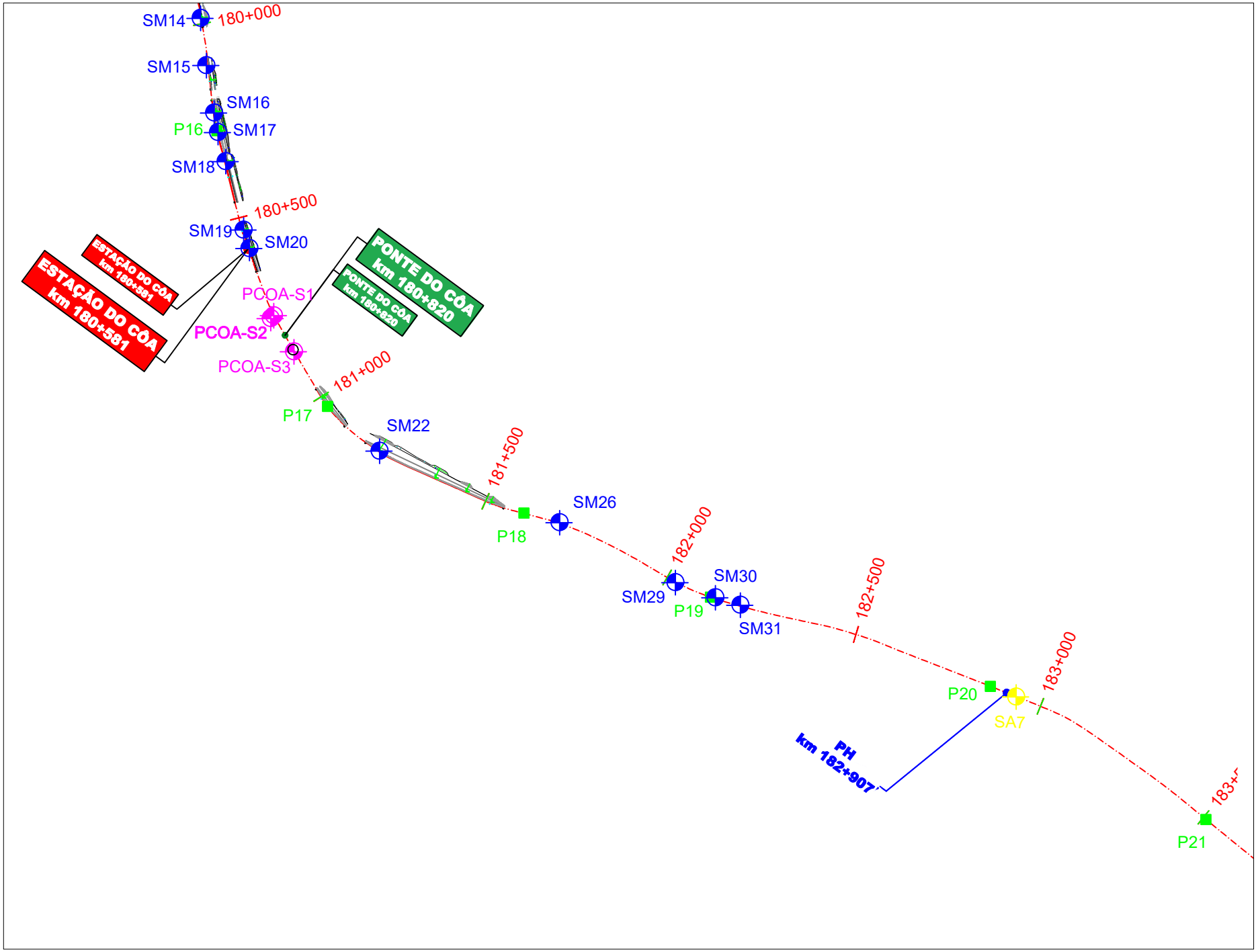


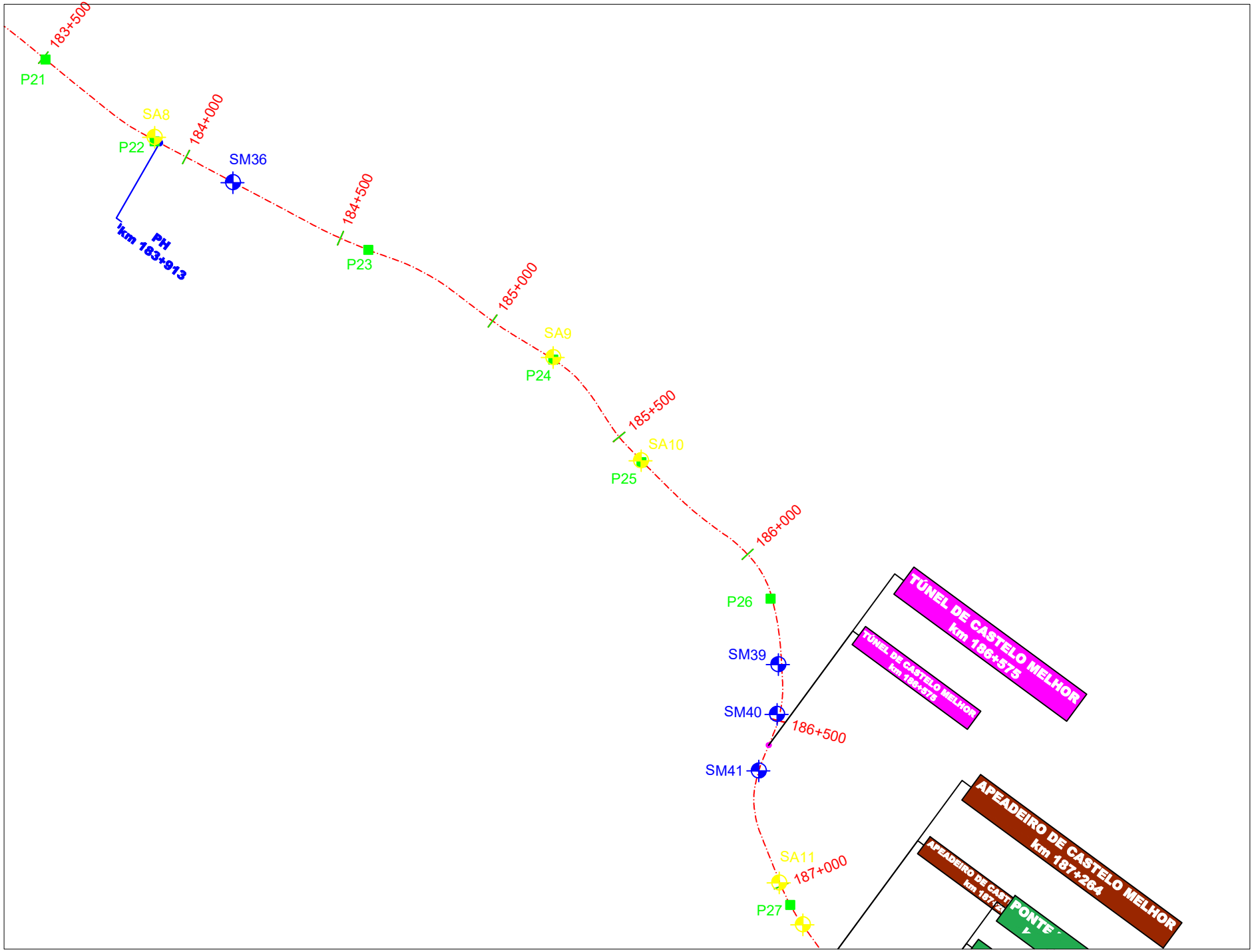


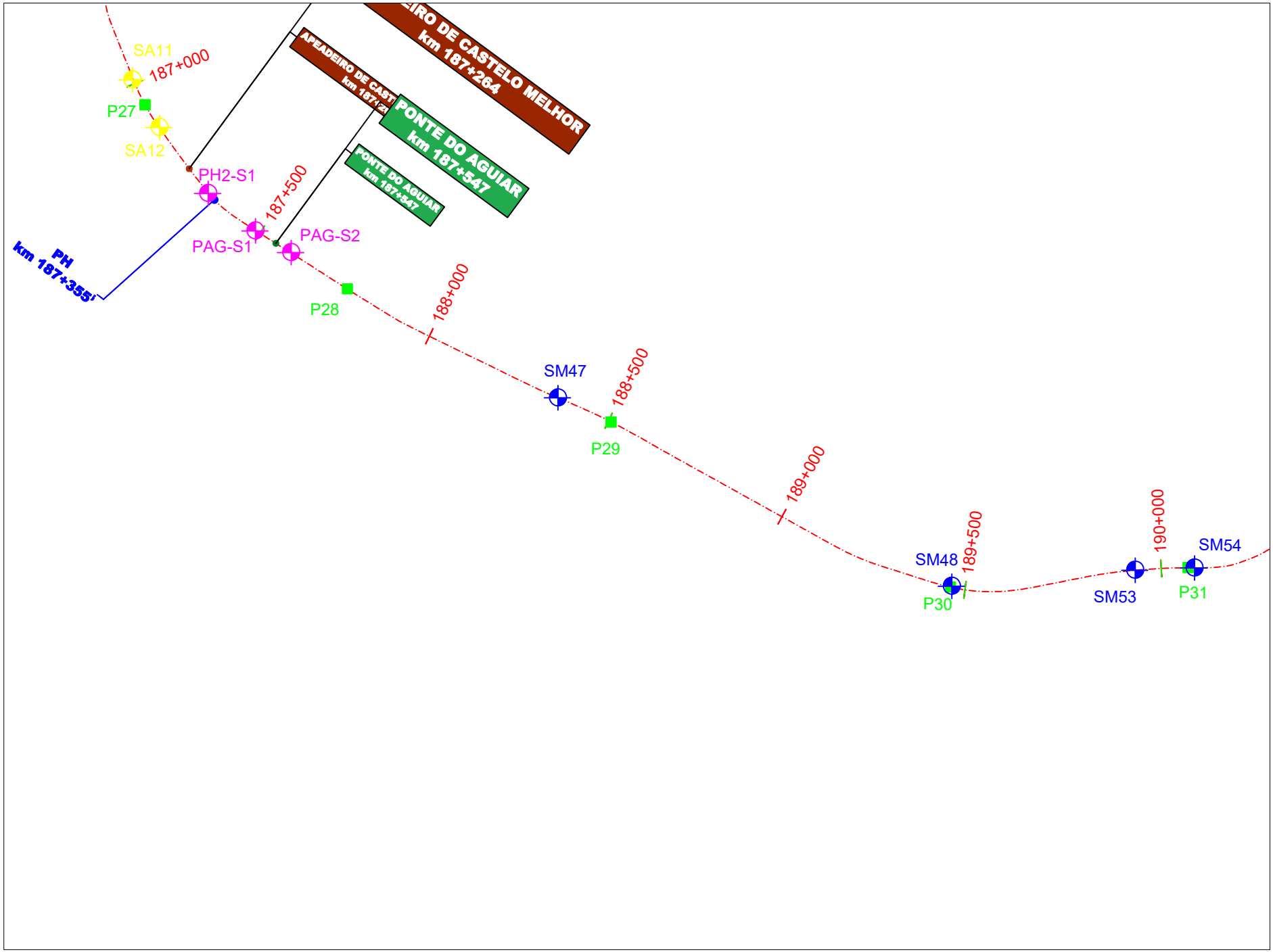
Anexo 10 - Localização dos ensaios ao longo da plataforma

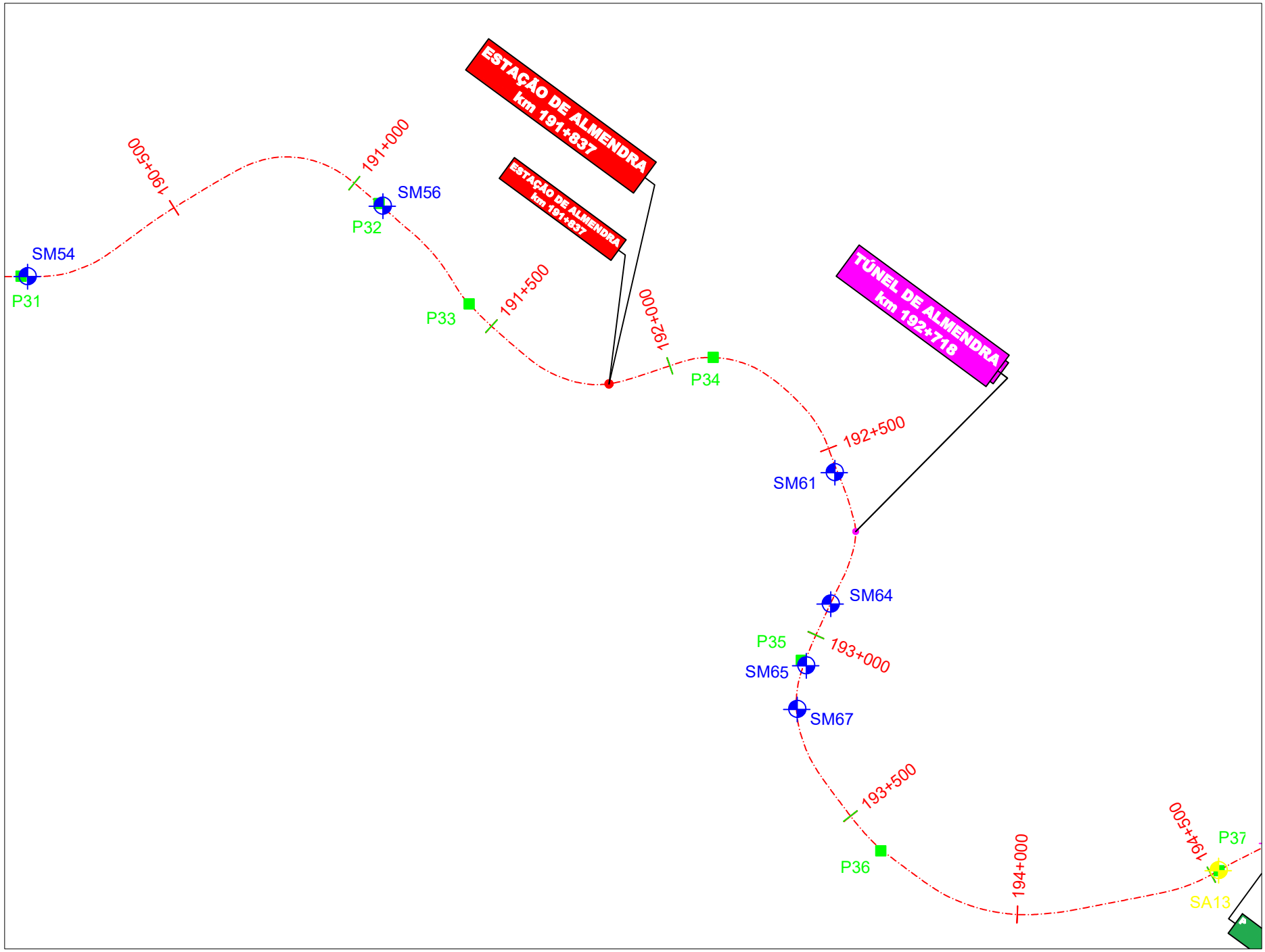


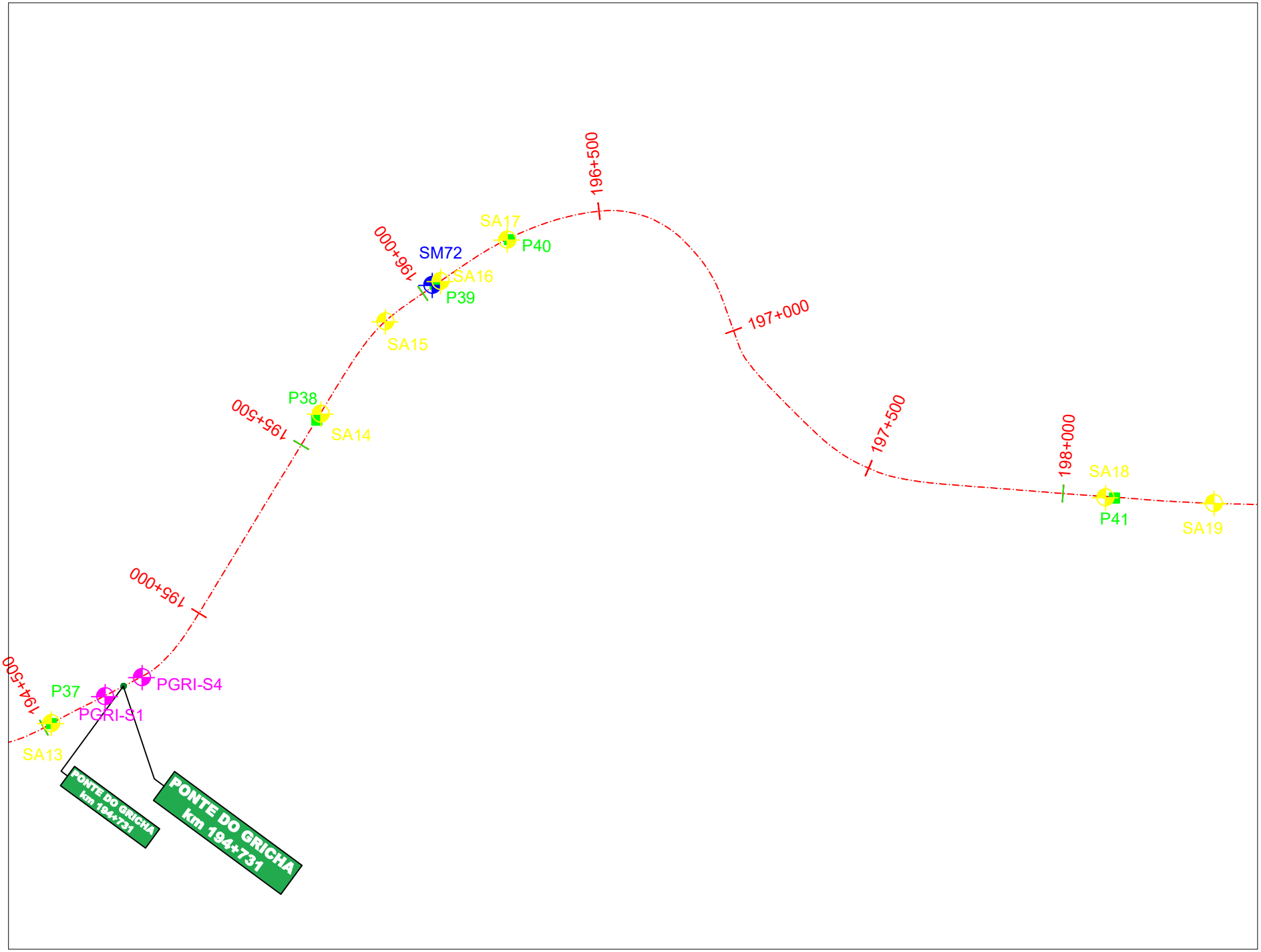

P11
177+000
P12
177+500
PCAN-S1
PCAN-S2
PCAN-S3
PCAN-S4
178+000
PONTE DE CANIVAIS
km 178+187
P13
SM3
178+500
SM5
P14
179+000
PH
km 179+248
SM7
SM9
179+500
P15
SM12
SM13
SM14
180+000

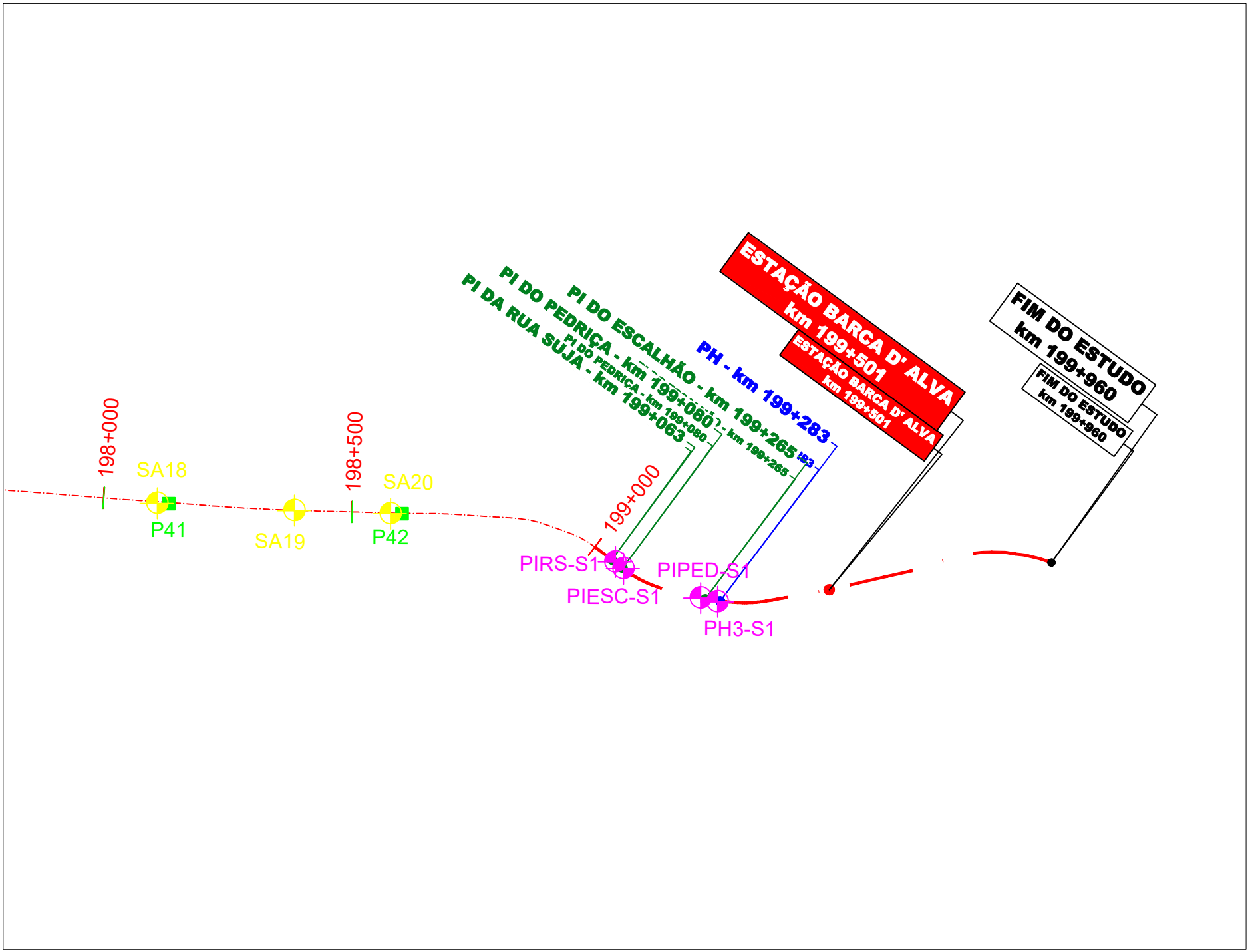

SM14
180+000
SM15
SM16
P16
SM17
SM18
180+500
SM19
SM20
ESTAÇÃO DO CÔA km 180+581
ESTAÇÃO DO CÔA km 180+581
PONTE DO CÔA km 180+820
PONTE DO CÔA km 180+820
PCOA-S1
PCOA-S2
PCOA-S3
181+000
P17
SM22
181+500
SM26
P18
182+000
SM29
SM30
P19
SM31
182+500
P20
183+000
SA7
PH km 182+907
183+
P21


183+500
P21
SA8
P22
184+000
SM36
PH
km 183+913
184+500
P23
185+000
SA9
P24
185+500
SA10
P25
186+000
P26
TÚNEL DE CASTELO MELHOR
km 186+575
SM39
SM40
186+500
SM41
APEADEIRO DE CASTELO MELHOR
km 187+264
SA11
187+000
P27
PONTE


IRO DE CASTELO MELHOR
km 187+264
APEADEIRO DE CAST
km 187+2
PONTE DO AGUIAR
km 187+547
PONTE DO AGUIAR
km 187+547
PH
km 187+355
SA11
187+000
P27
SA12
PH2-S1
187+500
PAG-S1
PAG-S2
P28
188+000
SM47
188+500
P29
189+000
SM48
189+500
P30
SM53
190+000
SM54
P31


ESTAÇÃO DE ALMENDRA
km 191+837
ESTAÇÃO DE ALMENDRA
km 191+837
TÚNEL DE ALMENDRA
km 192+718
190+500
191+000
SM56
P32
SM54
P31
P33
191+500
192+000
P34
192+500
SM61
SM64
P35
193+000
SM65
SM67
193+500
P36
194+000
194+500
P37
SA13


194+500
195+000
195+500
196+000
196+500
197+000
197+500
198+000
SA13
P37
PGRI-S1
PGRI-S4
SA14
P38
SA15
SA16
P39
SM72
SA17
P40
SA18
P41
SA19
PONTE DO GRICHA
km 194+731
PONTE DO GRICHA
km 194+731


ESTAÇÃO BARCA D' ALVA
km 199+501
ESTAÇÃO BARCA D' ALVA
km 199+501
FIM DO ESTUDO
km 199+960
FIM DO ESTUDO
km 199+960
PI DO ESCALHÃO - km 199+060
PI DO PEDRIÇA - km 199+090
PI DA RUA SUJA - km 199+063
PH - km 199+283
km 199+265
198+000
198+500
199+000
SA18
SA19
SA20
P41
P42
PIRS-S1
PIPED-S1
PIESC-S1
PH3-S1

argon via
serviços de engenharia

PEDRAS NATURAIS - Determinação do ensaio de carga pontual (ASTM D5731-02)

Sondagem: SA8

Profundidade: 9,4 - 10,2

Relatório nº:

Data:

Amostra Nº	Diâmetro médio **W** (mm)	Distância entre ponteiras **D** (mm)	Carga aplicada **P** (kN)	Diâmetro equivalente **De** (mm)	Diâmetro equivalente ao quadrado **De²** (mm2)	Índice de carga pontual **Is** (MPa)	Índice de carga pontual corrigido **Is (50)** (MPa)	R.C.U (estimativa) (MPa)
1	61,13	22	3,2	41,38	1712,33	1,87	1,72	30,03
2	61,10	21	1,4	40,42	1633,69	0,86	0,78	13,63
3	60,93	20	2,9	39,39	1551,57	1,87	1,68	29,38
4	61,12	21	2	40,43	1634,23	1,22	1,11	19,46
5	61,12	17	2,3	36,37	1322,95	1,74	1,51	26,37
6	61,03	15	2,6	34,14	1165,59	2,23	1,88	32,88
7	61,01	24	2,4	43,18	1864,33	1,29	1,21	21,09
8	61,00	18	0,8	37,39	1398,02	0,57	0,50	8,79
9	61,10	24	2,4	43,21	1867,08	1,29	1,20	21,07
10	61,18	16	2,1	35,30	1246,35	1,68	1,44	25,21

Média do índice carga pont.: **Is(50)** (MPa)	Constante de correlação para compr. Uniaxial : **C**	Estimativa de compressão uniaxial: **♦c=C*Is(50)** (Mpa)
1,36	17,5	23,76

Observações:

Ensaiou:

Validou:

Data de execução:

Data de validação:

argonvja
serviços de engenharia

PEDRAS NATURAIS - Determinação do ensaio de carga pontual (ASTM D5731-02)

Sondagem: SM16

Profundidade: 9,9 - 10,4

Relatório nº:

Data:

Amostra Nº	Diâmetro médio **W** (mm)	Distância entre ponteiras **D** (mm)	Carga aplicada **P** (kN)	Diâmetro equivalente **De** (mm)	Diâmetro equivalente ao quadrado **De²** (mm2)	Índice de carga pontual **Is** (MPa)	Índice de carga pontual corrigido **Is (50)** (MPa)	R.C.U (estimativa) (MPa)
1	61,33	19	1,2	38,52	1483,67	0,81	0,72	12,59
2	61,53	17	1,9	36,49	1331,82	1,43	1,24	21,67
3	61,45	19	2,4	38,56	1486,57	1,61	1,44	25,13
4	61,33	21	2,6	40,49	1639,84	1,59	1,44	25,23
5	61,40	22	3,4	41,47	1719,89	1,98	1,82	31,80
6	61,53	19	1,7	38,58	1488,51	1,14	1,02	17,79
7	61,39	21	2,4	40,51	1641,45	1,46	1,33	23,28
8	61,42	18	2,3	37,52	1407,64	1,63	1,44	25,13
9	61,58	20	0,6	39,60	1568,12	0,38	0,34	6,03
10	61,37	17	2,6	36,45	1328,36	1,96	1,70	29,71

Média do índice carga pont.: **Is(50)** (MPa)	Constante de correlação para compr. Uniaxial : **C**	Estimativa de compressão uniaxial: **♦c=C*Is(50)** (Mpa)
1,32	17,5	23,04

Observações:

Ensaiou:

Data de execução:

Validou:

Data de validação:

argon via
serviços de engenharia

PEDRAS NATURAIS - Determinação do ensaio de carga pontual (ASTM D5731-02)

Sondagem: SM19

Profundidade: 14,8 - 15,2

Relatório nº:

Data:

Amostra Nº	Diâmetro médio **W** (mm)	Distância entre ponteiras **D** (mm)	Carga aplicada **P** (kN)	Diâmetro equivalente **De** (mm)	Diâmetro equivalente ao quadrado **De²** (mm2)	Índice de carga pontual **Is** (MPa)	Índice de carga pontual corrigido **Is (50)** (MPa)	R.C.U (estimativa) (MPa)
1	61,47	22	6,6	41,50	1721,85	3,83	3,52	61,68
2	61,54	22	7,1	41,52	1723,81	4,12	3,79	66,29
3	61,45	20	6,1	39,56	1564,81	3,90	3,51	61,39
4	61,61	20	7,8	39,61	1568,89	4,97	4,48	78,35
5	61,63	20	5,3	39,62	1569,40	3,38	3,04	53,22
6	61,51	20	7,6	39,58	1566,34	4,85	4,37	76,43
7	61,41	20	7	39,54	1563,79	4,48	4,03	70,49
8	61,52	21	7,2	40,56	1644,92	4,38	3,98	69,71
9	61,48	20	6,5	39,57	1565,58	4,15	3,74	65,39
10	61,52	19	5,8	38,58	1488,26	3,90	3,47	60,69

Média do índice carga pont.: **Is(50)** (MPa)	Constante de correlação para compr. Uniaxial : **C**	Estimativa de compressão uniaxial: **♦c=C*Is(50)** (Mpa)
3,76	17,5	65,83

Observações:

Ensaiou: ABR

Validou: MFF

Data de execução: 15/jun/20

Data de validação: 15/06/2020

argonvia
serviços de engenharia

PEDRAS NATURAIS - Determinação do ensaio de carga pontual (ASTM D5731-02)

Sondagem: SM19 D

Profundidade: 14,1 - 14,8

Relatório nº:

Data:

Amostra Nº	Diâmetro médio **W** (mm)	Distância entre ponteiras **D** (mm)	Carga aplicada **P** (kN)	Diâmetro equivalente **De** (mm)	Diâmetro equivalente ao quadrado **De^2** (mm2)	Índice de carga pontual **Is** (MPa)	Índice de carga pontual corrigido **Is (50)** (MPa)	R.C.U (estimativa) (MPa)
1	61,43	61,59	15,9	69,41	4817,27	3,30	3,89	95,27
2	60,10	60,89	24,2	68,26	4659,41	5,19	6,07	148,68
3	60,75	61,48	12,3	68,96	4755,44	2,59	3,04	74,42
4	62,95	61,49	25,4	70,20	4928,45	5,15	6,11	149,62
5	61,43	61,61	14,1	69,42	4818,83	2,93	3,45	84,47
6	60,41	61,37	22	68,70	4720,36	4,66	5,46	133,85
7	61,30	61,79	11	69,45	4822,68	2,28	2,69	65,86
8	61,16	61,6	12,1	69,26	4796,87	2,52	2,97	72,74
9	60,79	61,5	18,6	68,99	4760,11	3,91	4,59	112,46
10	59,9	61,3	21,5	68,38	4675,17	4,60	5,38	131,76

Média do índice carga pont.: **Is(50)** (MPa)	Constante de correlação para compr. Uniaxial : **C**	Estimativa de compressão uniaxial: **♦c=C*Is(50)** (Mpa)
4,30	24,5	105,37

Observações:

Ensaiou: ABR

Validou: MFF

Data de execução: 15/jun/20

Data de validação: 15/06/2020

argon via
serviços de engenharia

PEDRAS NATURAIS - Determinação do ensaio de carga pontual (ASTM D5731-02)

Sondagem: SM30

Profundidade: 8,4 - 10,0

Relatório nº:

Data:

Amostra Nº	Diâmetro médio **W** (mm)	Distância entre ponteiras **D** (mm)	Carga aplicada **P** (kN)	Diâmetro equivalente **De** (mm)	Diâmetro equivalente ao quadrado **De²** (mm2)	Índice de carga pontual **Is** (MPa)	Índice de carga pontual corrigido **Is (50)** (MPa)	R.C.U (estimativa) (MPa)
1	61,78	14	2,4	33,19	1101,25	2,18	1,81	31,71
2	61,68	15	1,8	34,32	1178,00	1,53	1,29	22,58
3	61,89	16	3,2	35,51	1260,81	2,54	2,18	38,08
4	61,81	9	1,2	26,61	708,29	1,69	1,28	22,32
5	61,70	18	3,4	37,60	1414,06	2,40	2,12	37,01
6	61,84	16	2,7	35,49	1259,79	2,14	1,84	32,15
7	61,81	17	2,2	36,58	1337,88	1,64	1,43	25,00
8	61,86	14	2,1	33,21	1102,68	1,90	1,58	27,72
9	61,84	12	1,5	30,74	944,85	1,59	1,28	22,32
10	61,84	17	1,5	36,59	1338,53	1,12	0,97	17,04

Média do índice carga pont.: **Is(50)** (MPa)	Constante de correlação para compr. Uniaxial : **C**	Estimativa de compressão uniaxial: **♦c=C*Is(50)** (Mpa)
1,54	17,5	26,91

Observações:

Ensaiou: ABR

Validou: MFF

Data de execução: 15/jun/20

Data de validação: 15/06/2020