



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

João Pedro Quintela Almeida Henriques

**CARATERIZAÇÃO GEOLÓGICA-  
GEOTÉCNICA DE SOLOS DE  
FUNDAÇÃO DA NOVA SEDE DA  
CRITICAL SOFTWARE, NAS ANTIGAS  
INSTALAÇÕES DA COIMBRA  
EDITORA**

VOLUME 1

Dissertação no âmbito do Mestrado em Engenharia Geológica e Minas orientada pelo Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira e apresentada ao Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Julho de 2022

Faculdade de Ciências e Tecnologia da  
Universidade de Coimbra

CARATERIZAÇÃO GEOLÓGICA  
GEOTÉCNICA DE SOLOS DE  
FUNDAÇÃO DA NOVA SEDE DA  
CRITICAL SOFTWARE, NAS ANTIGAS  
INSTALAÇÕES DA COIMBRA EDITORA

João Pedro Quintela Almeida Henriques

VOLUME 1

Dissertação no âmbito do Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas orientada pelo Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira apresentada ao Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Julho de 2022

## **AGRADECIMENTOS**

Quero apresentar os meus agradecimentos ao meu orientador Professor Doutor Mário Quinta Ferreira pelo apoio e incentivo, pelas sugestões e disponibilidade desde a escolha do tema até à dissertação final.

Às empresas Critical Software S.A. e ECA Projetos, Lda., agradeço a disponibilização dos resultados dos ensaios de campo e a autorização para a sua utilização neste trabalho.

A toda a minha família em especial aos meus filhos e à minha esposa Teresa pela motivação, conselhos e ajuda.



## RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo analisar e perceber o contexto geológico e geotécnico dos solos de fundação, no âmbito do projeto “Caraterização geológica-geotécnica de solos de fundação da Nova Sede da Critical Software, nas antigas instalações da Coimbra Editora”, na Rua do Arnado em Coimbra. O projeto pretende reabilitar o antigo edifício e construir um novo bloco para ampliação das instalações.

Foram realizados trabalhos de prospeção geotécnica *in situ* para a determinação das propriedades e comportamento dos solos, com recurso à execução de seis sondagens mecânicas à rotação com realização de ensaios Standard Penetration Test (SPT), cinco Penetrómetros Dinâmicos Super Pesados (PDSP) e quatro poços de prospeção. Foram caracterizados os solos, obtidos parâmetros geotécnicos e elaborados perfis geotécnicos com o zonamento geotécnico em profundidade do local em estudo.

Para avaliar o comportamento do antigo edifício da Coimbra Editora, que será reabilitado, foram instalados 10 fissurómetros no seu interior em locais considerados mais críticos ou representativos e que possuíam fendas, e executadas leituras regulares ao longo de três anos.

A interpretação conjunta da informação disponível permitiu definir as zonas geotécnicas, o nível de água, a resistência das camadas, as litologias e antecipar a sua influência no edifício existente e no novo bloco a construir.

Foram estimados parâmetros geotécnicos de areias, siltes e argilas, tais como o ângulo de atrito, a coesão, o módulo de deformabilidade, a tensão admissível e o peso específico, com base nos ensaios SPT e PDSP, e na geologia local.

Com a aplicação do Eurocódigo 8 (EC8), também foi avaliada a sismicidade do terreno e a sua influência para a obra.

Palavras-chave: Reabilitação; PDSP; Fissurómetros; Sondagens mecânicas; Poços de Prospeção.



## ABSTRACT

This dissertation aims to analyze and understand the geological and geotechnical context of foundation soils, within the scope of the project "Geological-geotechnical characterization of foundation soils of Critical Software's New Headquarters, in the former premises of Coimbra Editora", at Rua do Arnado in Coimbra. The project intends to rehabilitate the old building and build a new block to expand the facilities.

Geotechnical survey work was carried out *in situ* to determine the properties and behavior of the soils, using the execution of six bore holes with the performance of Standard Penetration Test (SPT), five Dynamic Penetrometers Super Heavy (DPSH) and four prospecting wells. Soils were characterized, geotechnical parameters were obtained and geotechnical profiles were elaborated with geotechnical zoning of the study site.

To determine the behavior of the former Coimbra Editora building, which will be rehabilitated, 10 fissurometers were installed on the inside walls, in places considered to be more critical or representative and that had cracks, and regular readings were carried out over three years.

The joint interpretation of the available information made it possible to define the geotechnical zones, the water level, the resistance of the layers, the lithologies and anticipate their influence on the existing building and on the new building to be built.

Geotechnical parameters of sands, silts and clays were estimated, such as friction angle, cohesion, modulus of deformability, allowable stress and specific weight, based on the SPT and PDSP tests, and on the local geology.

With the application of Eurocode 8 (EC8), the seismicity of the terrain and its influence on the work were also evaluated.

Keywords: Rehabilitation; PDSP; Fissurometers; Mechanical soundings; Prospecting Wells.



## **ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS**

**CPT** - Cone Penetration Test

**CPTu** - Cone Penetration Test with pore pressure

**cm** – Centímetro

**C** – Coesão

**DPSH** – Dynamic Penetrometers Super Heavy

**EV1** - Módulo de deformabilidade obtido com o primeiro ciclo de carga

**EV2** - Módulo de deformabilidade obtido com o segundo ciclo de carga

**GPR** – Ground Penetrating Radar

**IPAC** - Instituto Português de Acreditação

**IPN** – Instituto Pedro Nunes

**MPa** – Megapascal

**MN/m** – Meganewton por metro

**m** – Metro

**mm** – Milímetros

**N.F.** - nível freático

**kgf** – Quilograma/força

**kN/m<sup>3</sup>** – kilo Newton por metro cúbico

**R** - Rigidez

**SPT** – Standard Penetration Test

**PDSP** – Penetrómetro Dinâmico Super Pesado

**Z.G.** – Zona Geotécnica

**Φ** - Ângulo de atrito interno

**σ<sub>adm</sub>** - Tensão admissível

**γ** - Peso específico



# Índice

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO .....	III
ABSTRACT .....	V
ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS .....	VII
Parte 1 - Introdução geral e objetivos.....	1
<b>1.1. Metodologia e objetivos dos estudos geotécnicos para fundações de edifícios.....</b>	<b>3</b>
<b>1.2. Técnicas de prospeção e ensaio mais correntes no estudo dos solos de fundação.....</b>	<b>4</b>
Parte 2 - Enquadramento dos terrenos de fundação da sede da Critical Software .....	13
<b>2.1. Enquadramento da obra .....</b>	<b>13</b>
<b>2.2. Enquadramento geográfico.....</b>	<b>13</b>
<b>2.3. Enquadramento geológico e geomorfológico.....</b>	<b>14</b>
Parte 3 - Trabalhos de prospeção em campo .....	18
<b>3.1. Sondagens Mecânicas .....</b>	<b>19</b>
<b>3.1.1. Ensaio Standard Penetration Test (SPT) .....</b>	<b>20</b>
<b>3.2. Ensaio com o Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (PDSP) .....</b>	<b>22</b>
<b>3.3. Poços de prospeção.....</b>	<b>24</b>
Parte 4 - Instrumentação da estrutura existente.....	26
<b>4.1. Instalação dos fissurómetros.....</b>	<b>27</b>
<b>4.2. Leituras de fissurómetros.....</b>	<b>28</b>
<b>4.3. Evolução dos deslocamentos.....</b>	<b>28</b>
<b>4.4. Conclusões.....</b>	<b>30</b>
Parte 5 - Análise de resultados e zonamento geológico-geotécnico.....	31
<b>5.1. Prospeção Mecânica .....</b>	<b>31</b>
<b>5.1.1. Ensaio Standard Penetration Test (SPT).....</b>	<b>38</b>
<b>5.2. Ensaio Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (PDSP).....</b>	<b>39</b>
<b>5.3. Relação entre <math>N_{spt}</math> e <math>N_{dpsh}</math>.....</b>	<b>40</b>
<b>5.4. Poços de prospeção.....</b>	<b>44</b>
<b>5.5. Zonamento Geotécnico.....</b>	<b>45</b>
<b>5.5.1. Zonas Geotécnicas.....</b>	<b>45</b>
<b>5.5.2. Parâmetros Geotécnicos.....</b>	<b>47</b>

Parte 6 – Sismicidade .....	51
<b>6.1. Identificação do tipo de terrenos .....</b>	<b>52</b>
<b>6.2. Tipos de ação sísmica e zonas sísmicas.....</b>	<b>54</b>
<b>6.3. Coeficiente sísmico horizontal e vertical.....</b>	<b>56</b>
Parte 7 – Considerações finais .....	58
Parte 8 - Referências Bibliográficas.....	61
Anexos	

# Índice de Figuras

Figura 1 – Localização da zona em estudo (___) Google Earth.....	2
Figura 2 – Exemplo de execução de um poço de prospeção com retroescavadora.....	4
Figura 3 – Exemplo de execução de um trado mecânico.....	6
Figura 4 – Exemplo de execução de um ensaio de carga em placa.....	7
Figura 5 – Exemplo de execução de um ensaio PDSP.....	8
Figura 6 – Exemplo de execução de um ensaio CPTu.....	10
Figura 7 – Exemplo de execução de uma sondagem com ensaios SPT.....	11
Figura 8 – Exemplo de execução de um ensaio com o equipamento GPR.....	12
Figura 9 – Localização da zona em estudo no Google Earth.....	14
Figura 10 – Localização da zona em estudo na Carta Geológica de Portugal à escala 1:500 000 sobreposta no Google Earth.....	15
Figura 11 – Localização da zona em estudo no extrato da Carta Geológica da zona norte de Coimbra, retirado de (Soares et al. 1985) sobreposta no Google Earth.....	17
Figura 12 – Distribuição dos trabalhos de prospeção no terreno da Critical Software.....	18
Figura 13 – Distribuição em planta dos trabalhos de prospeção e dos alinhamentos dos perfis executados.....	19
Figura 14 – Execução da sondagem S5, com equipamento SMA-630.....	20
Figura 15 – Execução do ensaio de Penetração Dinâmica Super Pesada, PDSP 4, com equipamento da marca Pagani, modelo TG 73 – 200.....	24
Figura 16 - Execução do poço P3 durante a quebra do pavimento de betão.....	25
Figura 17 - Localização do edifício antigo (___), assinalado sobre uma imagem de satélite de Google Earth.....	26
Figura 18 - Planta da distribuição dos fissurómetros no edifício antigo.....	27
Figura 19 - Fissurómetro da marca Avongard modelo Plus Tell-Tales.....	27
Figura 20 - Exemplo de fissurómetro N°2, após instalação.....	28
Figura 21 - Exemplo do perfil AB.....	32
Figura 22 – Exemplo do perfil CD.....	33
Figura 23 – Perfil Geotécnico interpretativo EF.....	34
Figura 24 – Perfil Geotécnico interpretativo GH.....	35
Figura 25 - Resumo gráfico dos logs das sondagens 1, 2 e 3.....	36
Figura 26 - Resumo gráfico dos logs das sondagens 4, 5 e 6.....	37
Figura 27 – Sínteses dos valores médios de SPT e PDSP por zona geotécnica/litologia.....	43
Figura 28 – Tensão efetiva vertical (estimada), em função do valor de (N) SPT para areias e areias grosseiras, CIRIA Report 143 (1995).....	48
Figura 29 – Ângulo de atrito interno (estimado), em função do valor de (N) SPT, CIRIA Report 143 (1995).....	48
Figura 30 – Zonamento sísmico em Portugal Continental.....	55



## Índice de Tabelas

Tabela 1 – Classificação de compacidade das areias (Milititsky & Schnaid, 1995). ....	21
Tabela 2 – Classificação de consistência das areias (Milititsky & Schnaid, 1995).....	21
Tabela 3 – Parâmetros de cada tipo de ensaio Penetrométrico.....	22
Tabela 4 – Resultados das campanhas de leitura dos fissurômetros.....	29
Tabela 5 – Resumo das sondagens executadas.....	31
Tabela 6 – Resumo dos ensaios SPT.....	39
Tabela 7 – Síntese dos ensaios de penetração dinâmica super pesada (PDSP) realizados. ....	40
Tabela 8 – Resumo dos ensaios SPT tendo por base as zonas geotécnicas. ....	43
Tabela 9 – Resumo dos ensaios SPT tendo por base a litologia. ....	44
Tabela 10 – Síntese dos poços de prospeção (P) realizados.....	45
Tabela 11 – Parâmetros geotécnicos com base nos SPT e litologias, segundo Silvério Coelho (1996). ....	49
Tabela 12 – Síntese dos parâmetros geotécnicos estimados. ....	50
Tabela 13 – Tipos de terrenos conforme Quadro 3.1 do Eurocódigo 8 (CEN, 2010)...	53
Tabela 14 – Aceleração máxima de referência (agR) nas várias zonas sísmicas. ....	55
Tabela 15 – Coeficiente de importância $\gamma_I$ .....	56

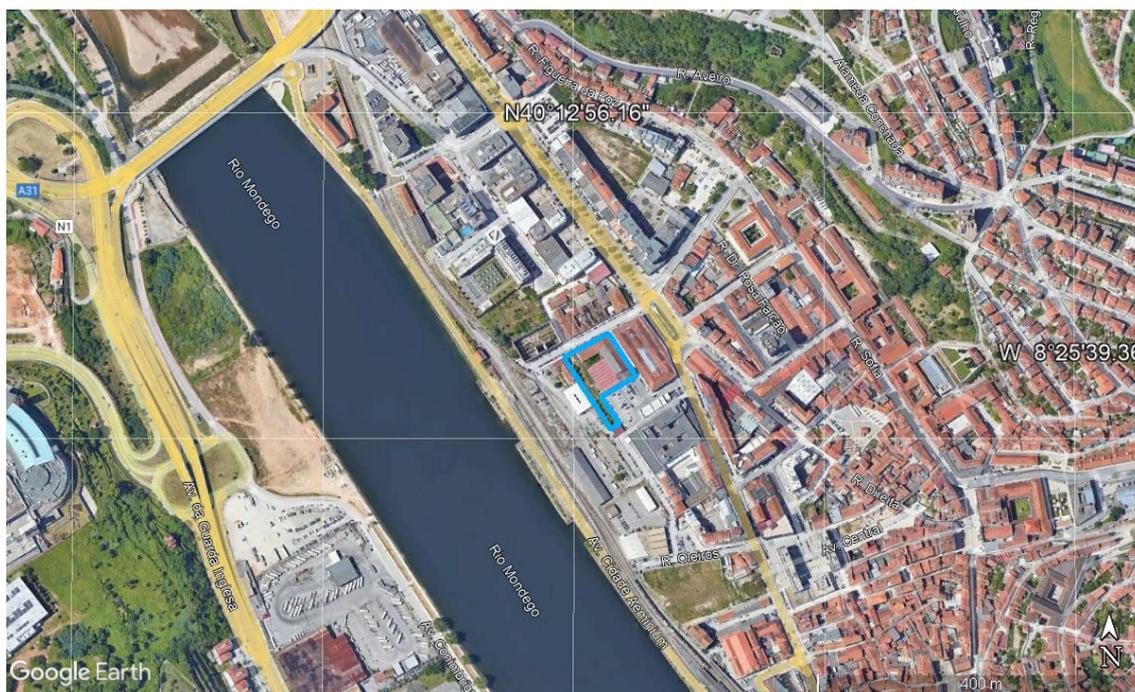
## **Parte 1 - Introdução geral e objetivos**

O presente estudo insere-se no âmbito da unidade curricular de dissertação de mestrado em Engenharia Geológica e de Minas do Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC).

A dissertação apresenta um caso de estudo geológico e geotécnico versando essencialmente sobre terrenos de fundação no âmbito do projeto “Caraterização geológica-geotécnica de solos de fundação da Nova Sede da Critical Software, nas antigas instalações da Coimbra Editora”, em Coimbra. O projeto de engenharia foi desenvolvido pelo gabinete ECA Projetos Lda., tendo o estudo geológico e geotécnico sido realizado pelo Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes, o IPNlabgeo, que é um Laboratório da área da Geotecnia, acreditado pelo Instituto Português de Acreditação (IPAC), desde 7 de abril de 2017, segundo a norma NP EM ISO/IEC 17025:2005, sendo-lhe atribuído o certificado nº L0702.

O local em estudo situa-se na baixa de Coimbra, a sudoeste do edifício da Auto-Industrial e na margem direita do rio Mondego, na Rua do Arnado no terreno onde se encontra o edifício antigo das anteriores instalações da Coimbra Editora, conforme se representa na Figura 1.

No âmbito desta dissertação de mestrado são descritos diversos aspetos relacionados com as técnicas de estudo utilizadas e são apresentados os resultados mais relevantes da prospeção geológica/geotécnica procurando a identificação e caracterização das condições geológicas e geotécnicas dos terrenos interessados ao projeto. Pretende-se, através da interpretação dos trabalhos realizados, apresentar as características e distribuição espacial dos terrenos existentes no local, apresentar os parâmetros estimados e identificar as condicionantes geológicas e geotécnicas do projeto.



**Figura 1** – Localização da zona em estudo ( ) Google Earth.

Com base nos métodos e técnicas que foram utilizados procura-se também realizar uma caracterização complementar do local, partindo dos dados obtidos, nomeadamente sondagens, penetrómetros, poços de prospeção e fissurómetros que serviram de base à elaboração do projeto de reabilitação.

Os trabalhos de campo constaram da realização de 5 ensaios de penetração dinâmica superpesada (PDSP), 6 sondagens mecânicas, realizados em novembro e dezembro de 2018, 4 poços de prospeção executados a 2 de abril de 2019, instalação de 10 fissurómetros e campanhas de leituras entre abril de 2019 e novembro de 2020 e em maio de 2022.

Genericamente tratam-se de terrenos aluvionares com espessura de várias dezenas de metros, sobrepostos por aterros.

### **1.1. Metodologia e objetivos dos estudos geotécnicos para fundações de edifícios**

De modo a se elaborar um plano geotécnico primeiro, e ainda em gabinete, é necessário obter a localização precisa da futura obra, após esta simples tarefa é necessário analisar a topografia e a cartografia geológica do local. Após consulta de bibliografia sobre a geologia do local é necessária uma deslocação ao terreno para confirmação da mesma e de modo a se verificar os acessos e condicionantes para os diferentes tipos de prospeção geotécnica a realizar.

Com a realização da prospeção geotécnica pretende-se obter um conhecimento e compreensão das características do terreno de modo a garantir que o projeto, construção e operacionalidade da obra sejam feitos com o máximo de economia, segurança e rentabilidade. A prospeção deve processar-se de tal modo que vá fornecendo ao projetista os parâmetros que ele necessita de conhecer em dado momento. As características geológicas de cada fundação condicionam o tipo, dimensão e localização da obra, pelo que assume marcada importância o papel do geólogo de engenharia na análise de cada de modo a elaborar um programa de prospeção geotécnica coerente e adaptado ao local a estudar (Quinta Ferreira, 1984).

A dimensão de uma campanha de prospeção depende de fatores relacionados com as características do terreno, a complexidade da obra e aos riscos envolvidos, todos estes fatores determinam o plano a adotar. O Código Europeu, Eurocode 7 de 2010, recomenda que a caracterização geotécnica deve ser precedida de uma classificação preliminar da estrutura, dividida em três categorias:

Categoria I: estruturas simples e de pequeno porte, nas quais o projeto é baseado em experiência e investigação geotécnica qualitativa;

Categoria II: estruturas convencionais que não envolvem riscos excepcionais, em condições geotécnicas normais e cargas dentro de padrões conhecidos;

Categoria III: estruturas que não pertencem às categorias I e II, incluindo estruturas de grande porte associadas a risco elevado, dificuldades geotécnicas excepcionais, cargas elevadas e eventos sísmicos, entre outros fatores.

Sendo que a estrutura deste projeto encaixa na categoria II.

As interpretações das características do subsolo auxiliam o projetista na elaboração de projetos seguros e económicos. O custo da execução da campanha de prospeção varia entre os 0,2 e os 0,5% do custo total das obras correntes podendo ser

mais elevado em condições geológicas mais desafiantes e/ou em obras de elevada complexidade. Interpretação inadequada de resultados e prospeção geotécnica insuficiente contribuem para o aumento de custos, um maior número de erros de projeto, risco de colapso da estrutura, atrasos na execução, litígios entre entidades envolvidas e maiores impactos ambientais.

Demarcada a relevância de caracterizar o subsolo e a definição das suas características geológicas/geotécnicas e geomorfológicas, é necessário elaborar o plano de prospeção, determinando a aplicabilidade de cada técnica e os parâmetros de projeto possíveis de obter.

## **1.2. Técnicas de prospeção e ensaios mais correntes no estudo dos solos de fundação**

De seguida são referidas as técnicas de prospeção e ensaios que tendem a ser mais utilizadas nos trabalhos correntes de estudo dos solos que interessam as obras de engenharia. A lista apresentada é propositadamente curta, procurando apenas incluir as técnicas que consideramos mais relevantes na prática corrente.

- **Poços de prospeção**

Os poços realizados para um estudo geológico/geotécnico podem ser abertos, com recurso a uma retroescavadora (Figura 2), ou a uma escavadora de valas permitindo a observação direta dos terrenos presentes no local.



**Figura 2** – Exemplo de execução de um poço de prospeção com retroescavadora.

As dimensões dos poços variam consoante os métodos e equipamentos usados, a litologia e a profundidade máxima que equipamento utilizado pode alcançar.

Com base nas observações do terreno é possível definir unidades tais como:

- Terra Vegetal;
- Aterro;
- Margas;
- Solos arenosos/argilosos.

Apresenta como principal limitação a profundidade de escavação dos equipamentos utilizados, a quase impossibilidade de ultrapassar o nível freático e a impossibilidade de determinação da resistência das camadas atravessadas.

- **Trado mecânico**

Os trados mecânicos podem ser usados como alternativa aos poços clássicos realizados com retroescavadora. Tal como os anteriores as dimensões dos poços variam consoante os métodos e equipamentos usados, a litologia e a profundidade máxima que equipamento utilizado pode alcançar. É também possível com base nas observações do terreno definir unidades litológicas, embora com maiores dificuldades pois a seção para observação das litologias é bastante mais reduzida (Figura 3).



**Figura 3** – Exemplo de execução de um trado mecânico.

- **Ensaio de carga em placa**

O ensaio de carga em placa permite avaliar o comportamento do terreno próximo da superfície, quando solicitado por diferentes cargas. Em Portugal o ensaio é normalmente executado tendo como base a francesa (AFNOR NF norma P94-117-1-2000), existindo outras tais como a norma alemã (DIN18134 - 2012).

O ensaio consiste na aplicação de diferentes forças numa área conhecida medindo o assentamento da placa onde a força é aplicada (Figura 4). Partindo da interpretação do ensaio, podem ser definidas as propriedades de deformabilidade do terreno ensaiado. Através da componente reversível dos assentamentos, medida na descarga do último ciclo de cada patamar, e das correspondentes cargas aplicadas determina-se o módulo de deformabilidade do material que está sob a placa.



**Figura 4** – Exemplo de execução de um ensaio de carga em placa.

A leitura que se faz do resultado assim obtido não é simples, uma vez que o comportamento dos materiais granulares não é elástico linear, o bolbo de tensões pode intersectar camadas de materiais com diferentes características, o comportamento mecânico é dependente do estado de tensão, e este varia com a profundidade e que as outras variáveis de estado, como o teor em água e compactidade, também podem variar de ponto para ponto da camada ou entre camadas.

Neste contexto é importante conhecer as características dos materiais que se encontram até uma determinada profundidade da zona ensaiada. O ensaio de carga em placa permite conhecer o comportamento real do terreno quando submetido a cargas, normalmente superiores àquelas que irá suportar após a construção. Este ensaio pode realizar-se com ou sem repetição dos carregamentos caso se queira ou não diferenciar as deformações reversíveis das permanentes. Podemos assim concluir, que ao aplicar uma carga sobre uma determinada superfície do terreno mede-se o assentamento vertical. A partir deste ensaio pode-se estimar o módulo de deformabilidade do solo. As características deste ensaio são descritas na norma (AFNOR NF norma P94-117-1- 2000). Os valores obtidos a partir deste ensaio são o módulo de deformação EV1 e EV2 (MPa). Para além de não ser destrutivo, este ensaio tem como vantagem a rapidez de execução a qual depende da norma utilizada.

- **Ensaio PDSP (Penetrómetro Dinâmico Super Pesado)**

O ensaio com o Penetrómetro Dinâmico Super Pesado consiste na cravação, de varas por impacto com um peso. O número de pancadas necessário a determinada penetração está diretamente relacionado com a resistência do solo. Na execução e interpretação dos PDSP ou DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) em Portugal seguem-se os procedimentos recomendados na norma (prEN ISO 22476-2 - 2005).

O PDSP consiste na cravação dinâmica de uma ponteira cónica ligada por varas metálicas por da queda de um peso, com uma massa de 63,5 kg, de uma altura normalizada (0,75 m) (Figura 5). Trata-se de um ensaio em que se contabiliza o número de pancadas necessárias para cravar a ponteira a cada 20 cm no terreno.



**Figura 5** – Exemplo de execução de um ensaio PDSP.

A utilização deste método tem como vantagens não só a necessidade de apenas um operador e uma relação custo/benefício elevada como também a pouca ou nenhuma interferência do operador. Como desvantagens podemos referir a não colheita de amostras, como o SPT, como também a necessidade de um operador treinado. A realização dos PDSP permite obter um índice quantitativo da resistência do terreno e avaliar a sua evolução em profundidade.

Apesar de haver a possibilidade de realizar ensaios com outros penetrómetros dinâmicos que aplicam menores energias na cravação, consideramos que o PDSP é o mais adequado ao estudo da generalidade dos solos, pela semelhança de alturas de queda e de massa, em relação aos ensaios SPT.

Como este tipo de ensaio (PDSP) tem uma energia por pancada semelhante à do ensaio de penetração dinâmica SPT (Standard Penetration Test), diferindo apenas no equipamento de cravação, é possível fazer uma interpretação em analogia com os resultados do ensaio SPT. Os valores obtidos através deste ensaio são a resistência de ponta unitária ( $r_d$ ) e dinâmica ( $q_d$ ) ambas em MPa. Torna-se assim possível a estimativa empírica da capacidade de carga e a determinação da espessura das litologias atravessadas.

- **Ensaio CPTu (Cone Penetration Test with pore pressure)**

O ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponteira cónica a uma velocidade constante de 20 mm/s. A secção transversal do cone é normalmente de 10 cm<sup>2</sup>. O equipamento utilizado permite medir o  $q_c$  (resistência de ponta),  $f_s$  (atrito lateral),  $r_f$  (razão de atrito) e ainda a contínua monitorização das pressões neutras  $u$  geradas durante o processo de cravação.

O equipamento de cravação consiste numa estrutura de reação sobre a qual é montada um sistema de aplicação de cargas (Figura 6). Uma válvula reguladora de pressão possibilita o controlo preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. Disponível em: <https://www.pagani-geotechnical.com/tg-73-200?lang=en> Acedido em 22, maio 2022. A penetração no solo é obtida através da cravação contínua de varas de comprimento de 1 m. A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de trados de ancoragem.



**Figura 6** – Exemplo de execução de um ensaio CPTu.

Sistemas automáticos de aquisição de dados são normalmente utilizados em ensaios de cone os quais utilizando software permitem a gestão do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, sendo essa gestão obtida através da interação entre um conversor analógico/digital (“datalogger”) e um computador. A norma correntemente utilizada na aplicação deste ensaio em Portugal é a “International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with pore pressure (CPTu) - 2001”. Em conclusão, as principais vantagens da utilização destes sistemas são o registo contínuo da resistência à penetração (perfil estratigráfico contínuo cada centímetro) e penetração rápida (~20 mm/s), isto é, curto tempo de ensaio fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essa que é essencial não só à composição de custos de um projeto de fundações mas também à eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio ( $q_c$ ,  $f_s$ ,  $u$ ), alta precisão e repetibilidade, obtenção e processamento automático dos dados, isto é, sem interferência do operador, necessidade de apenas um operador e uma relação custo/benefício elevada. Apesar de todas estas vantagens também apresenta pontos negativos tais como a não colheita de amostras, ao contrário do SPT, a necessidade de um operador treinado,

tratando-se de um equipamento relativamente complexo, por vezes requerendo suporte técnico especializado.

- **Sondagens com ensaios SPT (Standard Penetration Test)**

No caso de se realizarem sondagens em solos é possível obter um índice de resistência dos solos atravessados (Figura 7).



**Figura 7** – Exemplo de execução de uma sondagem com ensaios SPT.

Trata-se do processo de cravação de um pilão de 63,5 kg que cai de uma altura padronizada de 76 cm sobre um batente que está ligado a um conjunto de varas que na sua extremidade tem um amostrador de Terzaghi.

O ensaio SPT é um ensaio dinâmico, de cravação no fundo do furo de uma sondagem um amostrador determinando o número de pancadas para a cravação de uma secção de 45 cm de comprimento (15 + 15 + 15 cm), a resistência dos primeiros 15 cm é negligenciada pois o amostrador é cravado em solo remexido. O resultado do ensaio é obtido pela resistência de cravação do amostrador nas duas últimas fases de 15 cm. Se o amostrador registar 60 pancadas e não houver cravação de 30 cm é obtida a nega do ensaio. Em Portugal este ensaio é normalmente realizado a cada 1,5 m de profundidade de sondagem.

Tem como vantagens o facto de ser um ensaio simples e robusto, ser adequado a muitos tipos de solos, permitir obter uma amostra e um valor de resistência em simultâneo e poder ser realizado em rochas brandas. Por outro lado, como desvantagens o facto de não poder ser realizado em argilas ou siltes muito

moles e também a perturbação da amostra com as pancadas, o que pode provocar maior variabilidade e incerteza.

- **Georadar**

O Georadar (GPR – Ground Penetrating Radar) é uma técnica de prospeção geofísica que permite através de ondas eletromagnéticas, que penetram no solo, a criação de perfis de acordo com a propagação e reflexão dessas ondas, nos materiais de diferentes características. O GPR deteta as alterações nas características eletromagnéticas dos materiais do subsolo (Figura 8).



**Figura 8** – Exemplo de execução de um ensaio com o equipamento GPR.

Para além de não ser destrutivo, este ensaio tem como principal vantagem a rapidez de execução, tem como desvantagens a difícil interpretação de zonas de aterro não controlados e com raízes de árvores (Quinta Ferreira, 2019).

## **Parte 2 - Enquadramento dos terrenos de fundação da sede da Critical Software**

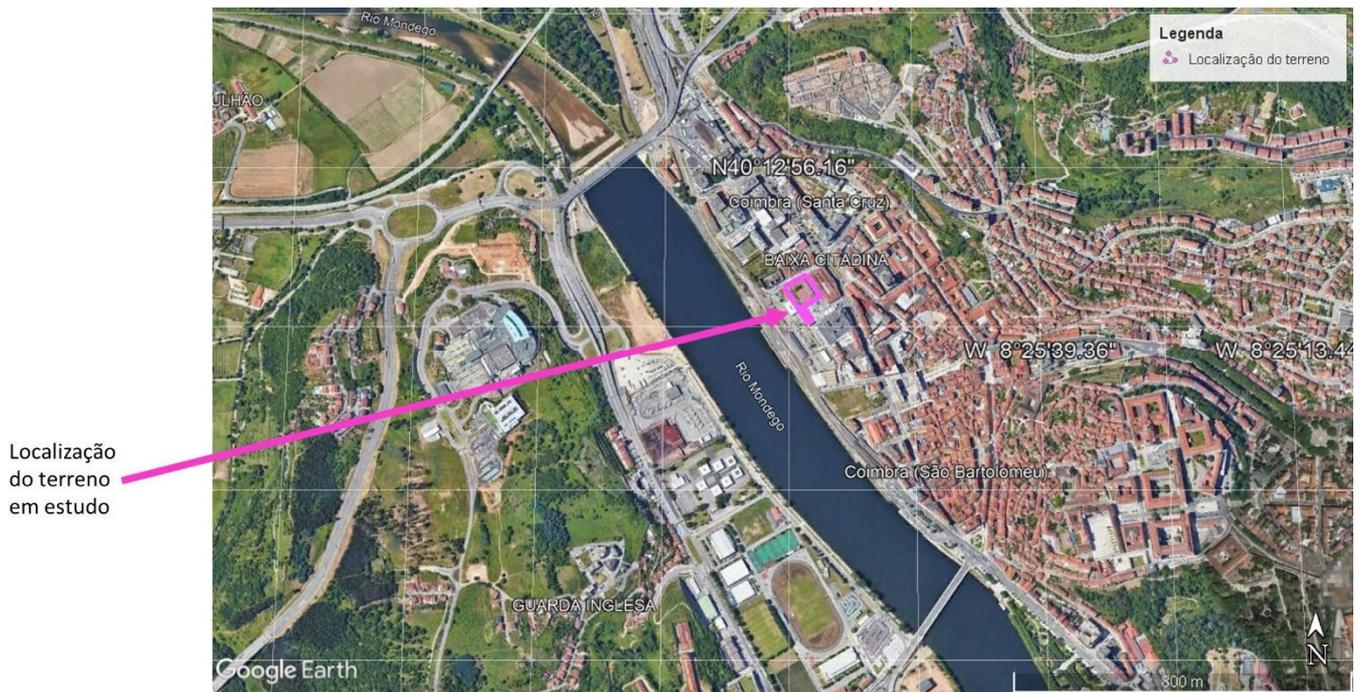
### **2.1. Enquadramento da obra**

A empresa Critical Software pioneira na sua área de informática pretende levar a cabo este projeto estruturante para a empresa e singular para a cidade de Coimbra, reintroduzindo serviços e comércio na abandonada e degradada baixa de Coimbra.

Pretende-se reabilitar as antigas instalações da Coimbra Editora em que os edifícios mais antigos foram construídas em alvenaria, madeira e cobertura com telha cerâmica, situando-se a nordeste, e o pavilhão industrial a sudoeste com estrutura em alvenaria e cobertura de chapas metálicas.

### **2.2. Enquadramento geográfico**

Coimbra situa-se na bacia lusitaniana, que é uma bacia sedimentar que se desenvolveu na margem ocidental Ibérica (MOI) durante parte do Mesozóico. Caracteriza-se como uma bacia distensiva, pertencente a uma margem continental do tipo atlântico de rift não vulcânica. É na margem ocidental da Ibéria, onde se situa a bacia lusitaniana, bacia intracratónica, interna, separada de uma zona externa por um relevo estrutural, o horst da Berlenga. Esta bacia ocupa mais de 20 000 km<sup>2</sup> da MOI, alongando-se por cerca de 200 km segundo direção aproximada NNW-SSE e por mais de 100 km na direção perpendicular (Kullberg et al., 2006).



**Figura 9** – Localização da zona em estudo no Google Earth.

Em Coimbra no percurso do rio Mondego é perceptível uma transição do seu desenvolvimento. A montante percorre vales estreitos e encaixados do Maciço Hespérico, começando o seu leito a alargar progressivamente para jusante, a partir da ponte da Portela, transitando em definitivo para um vale largo e aplanado da Orla Meso-Cenozóica Ocidental, a partir do Açude – Ponte (Figura 9). O edifício e terreno da antiga Coimbra Editora que é o objeto de estudo está a cerca de 500m a sudeste do Açude Ponte.

### **2.3. Enquadramento geológico e geomorfológico**

A cartografia geológica a que se encontra disponível para o local do estudo indica que é essencialmente constituído por aluviões e cascalheira, sendo sabido que as cotas dos terrenos foram subidas recorrendo a materiais de aterro.

Para a zona em estudo não existe Carta Geológica na escala 1:50 000 publicada. Para a interpretação geológica, foi consultada 5ª edição da Carta Geológica de Portugal à escala 1:500 000 publicada pelos Serviços Geológicos de Portugal (1992) e o mapa Geológico da zona norte de Coimbra, apresentado por Soares et al. (1985), de que se reproduzem extratos nas Figura 10 e 11, respetivamente.



**Figura 10** – Localização da zona em estudo na Carta Geológica de Portugal à escala 1:500 000 sobreposta no Google Earth.

Na zona de Coimbra encontram-se cartografados na margem direita do rio Mondego depósitos aluvionares (a) do Quaternário (Holocénico), sobre o firme rochoso constituído por calcários (J1 – Dolomitos de Coimbra) e arenitos (TJ - Grés de Silves s.s.) pertencentes, respetivamente às Camadas de Coimbra, do Jurássico Inferior, e à Formação de Castelo de Viegas e à Formação de Conraria, do Triásico Superior.

No local em estudo os solos naturais encontram-se cobertos por pavimentos e por aterros que impedem a observação do solo natural. Esta zona situa-se na planície aluvionar do Mondego, mas numa zona de antiga ocupação urbana, em tempos considerada como periferia da cidade de Coimbra.

Os depósitos aluvionares resultam da acumulação de materiais associados à dinâmica fluvial, correspondendo a depósitos terrígenos com estruturação interna por vezes complexa, traduzindo a evolução do leito aluvial do rio Mondego. São constituídos essencialmente por areias no topo e areias com seixos e calhaus na base, sendo as intercalações lenticulares de lodos e argilas menos significativas, quer em espessura quer em extensão.

As Camadas de Coimbra que constituem o firme rochoso a grande profundidade, são caracterizadas por espessas bancadas dolomíticas, acastanhadas, homogéneas, mas muito fraturadas. De acordo com (Soares et al. 1985), sobre as bancadas dolomíticas encontra-se uma lentícula de marga cinzenta, por vezes brechóide e com extraclastos de dolomia. Na sequência estratigráfica seguem-se novas camadas dolomíticas que no contacto com as margas têm aspetos brechóide.

Para sul afloram os materiais geológicos essencialmente calcários e calcários margosos jurássicos, afloramentos de grés e de grandes áreas correspondentes às camadas de Castelo de Viegas e camadas de Conraria, que datam do Triásico Superior.

As camadas de Castelo Viegas são constituídas por arenitos creme e esbranquiçados, ricos em feldspatos e com fósseis raros. As camadas de Conraria são depósitos de grés areno-conglomerático com cor avermelhada, que se encontram sobre discordâncias angulares de soco cristalofílico, ou sobre camadas do Pérmico Inferior, greso-conglomerático (Callapez, 2002).

À medida que nos aproximamos da zona em estudo encontramos zonas de cascalheira e areias de Coimbra e Eiras, vindas de montante, seguindo-se essencialmente as aluviões do Mondego, tal como se pode ver na Figura 10.

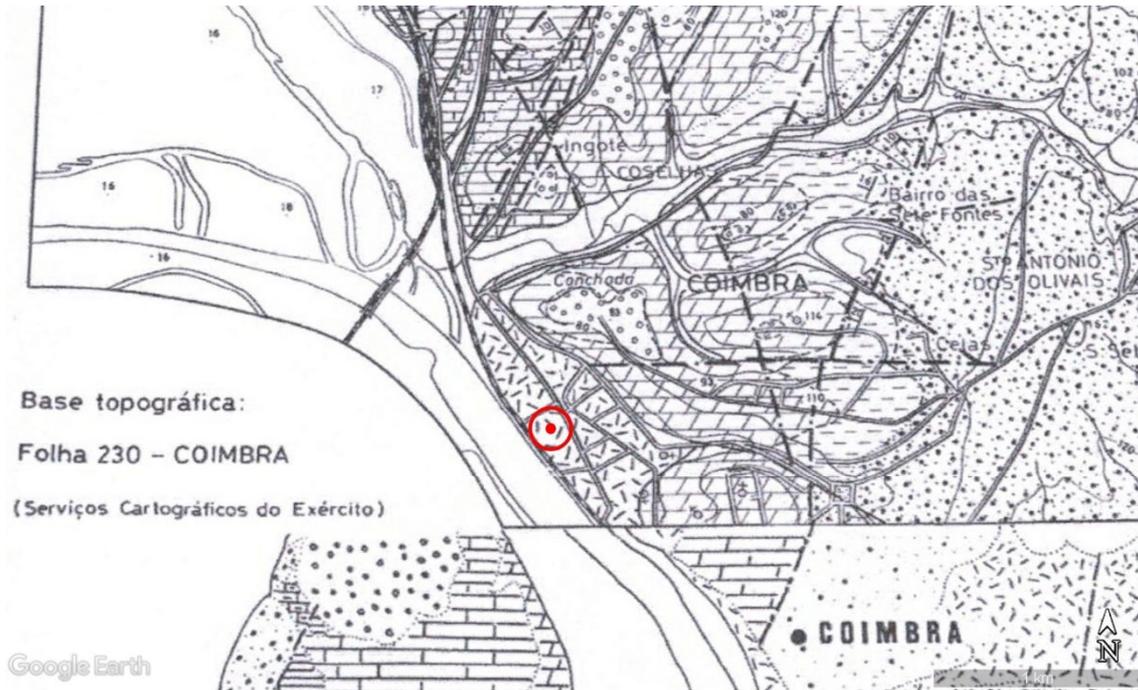


Figura 11 – Localização da zona em estudo no extrato da Carta Geológica da zona norte de Coimbra, retirado de (Soares et al. 1985) sobreposta no Google Earth

### Parte 3 - Trabalhos de prospeção em campo

Com base na informação disponível foi elaborado um plano de prospeção que se procurou adequar ao tipo e características dos terrenos, às antigas estruturas de engenharia existentes no local e às novas estruturas a construir. Distribuíram-se vários tipos de trabalhos selecionados para a realização da prospeção geotécnica de modo a otimizar as informações a obter e a esclarecer os aspetos geotécnicos mais relevantes para o projeto. Na elaboração do plano de prospeção foi auscultado o projetista, Eng. Paulo Maranha da empresa ECA Projetos.

O principal objetivo dos trabalhos realizados foi determinar as propriedades do terreno com base na litologia, determinar a sua resistência e deformabilidade, bem como identificar o nível freático. O plano de prospeção e os alinhamentos dos perfis executados são apresentados nas Figura 12 e 13.

Foram realizados 5 ensaios de penetração dinâmica superpesada (PDSP), 6 sondagens mecânicas, realizados em novembro e dezembro de 2018, 4 poços de prospeção executados a 2 de abril de 2019.



Figura 12 – Distribuição dos trabalhos de prospeção no terreno da Critical Software.





**Figura 14** – Execução da sondagem S5, com equipamento SMA-630.

No total foram executadas 6 sondagens mecânicas à rotação (S1 a S6), com realização de ensaios SPT a cada 1,5 m de profundidade. As sondagens S1 a S3 foram executadas no eixo central do edifício antigo, esta distribuição foi condicionada pelas dimensões da máquina de sondagens e pela estrutura interior do edifício. As sondagens S4 a S6 foram executadas no alinhamento central do pavilhão industrial (Figura 12).

### **3.1.1. Ensaios Standard Penetration Test (SPT)**

Os ensaios SPT (Standard Penetration Test) foram realizados durante o avanço da furação, no fundo do furo das sondagens.

Este ensaio consiste na cravação dinâmica de um amostrador padrão provocada por pancadas que resultam da ação de queda de um pilão com uma massa de 63,5 kg, e uma altura de queda livre de 76 cm sobre um amostrador de Terzaghi. O número de pancadas (N) necessárias para cravar 30 cm é registado (2ª e 3ª fases). Os primeiros 15 cm (1ª fase) não são tidos em consideração pela necessidade de se

ultrapassar a zona perturbada no fundo do furo, em resultado da ação do equipamento de furação. Considera-se a nega do ensaio quando são atingidas as 60 pancadas sem haver cravação dos 30 cm (2ª e 3ª fases). A norma habitualmente seguida é a EN ISSO 22476-3 (2005).

Com o ensaio SPT é possível a atribuição de parâmetros de deformação e de resistência de solos coesivos (argilas), de solos não coesivos (arenosos) e de rochas brandas.

Através dos valores das pancadas, permite classificar os solos quanto à sua compactidade, no caso de solos não-coesivos (Tabela 1) e, no caso de solos coesivos, classifica a sua consistência (Tabela 2). A avaliação varia numa escala de muito solta a muito compacta para solos não coesos e de muito mole a dura nos solos coesos.

**Tabela 1** – Classificação de compactidade das areias (Milititsky & Schnaid, 1995).

<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Compactidade</b>
< 5	Solta
5 – 10	Pouco compacta
10 - 30	Medianamente compacta
30 - 50	Compacta
> 50	Muito compacta

**Tabela 2** – Classificação de consistência das areias (Milititsky & Schnaid, 1995).

<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Consistência</b>
< 2	Muito mole
2 - 4	Mole
4 - 8	Média
8 - 15	Rija
15 - 30	Muito Rija
> 30	Dura

A utilização deste método tem como vantagens a colheita de amostras e uma relação custo/benefício relativamente baixa. Como desvantagens podemos referir a necessidade de pelo menos dois operadores, permite apenas obter um índice quantitativo da resistência do terreno a cada 1,50 m de cravação e a possível interferência do operador.

### 3.2. Ensaio com o Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (PDSP)

O ensaio de penetração dinâmica consiste na cravação de uma ponteira, por impacto com um martelo. O número de pancadas necessárias a determinada penetração está diretamente relacionado com a resistência do solo.

Existem quatro tipos de penetrómetros dinâmicos (Tabela 3) o mais leve DPL (Dynamic Probing Light ou Penetrómetro Dinâmico Leve), o DPM (Dynamic Probing Medium ou Penetrómetro Dinâmico Médio), o DPH (Dynamic Probing Heavy ou Penetrómetro Dinâmico Pesado) e DPSH (Dynamic Probing Super Heavy ou Penetrómetro Dinâmico Super Pesado).

**Tabela 3** – Parâmetros de cada tipo de ensaio Penetrométrico.

Ensaio	Profundidade máxima (m)	Massa do Pilão (kg)	Altura da queda (m)	Intervalo N (cm)	Área do Cone (cm <sup>2</sup> )
DPL (PDL)	8	10	0,5	10	10
DPM (PDM)	20	30	0,5	10	10
DPH (PDP)	25	50	0,5	15	15
DPSH (PDSP)	>25	63,5	0,75	20	20

Neste trabalho o ensaio utilizado foi o PDSP (DPSH) na sua execução e interpretação seguiram-se os procedimentos recomendados na norma (EN ISO 22476-2:2005).

O PDSP consiste na cravação dinâmica de uma ponteira cônica ligada por varas metálicas pela ação da queda de uma massa de 63,5 kg, de uma altura normalizada de 0,75m. No ensaio contabiliza-se o número de pancadas necessárias para cravar a ponteira no terreno, a cada 20 cm.

Os gráficos com os resultados apresentam duas curvas:

- variação do nº de pancadas por cada 20 cm de cravação;
- resistência de ponta dinâmica (qd) calculada de acordo com a fórmula (1) abaixo indicada.

Resistência de ponta dinâmica

$$q_d = (M/(M+M')) * r_d \quad (1)$$

sendo

$r_d = Mgh/Ae$  (resistência de ponta unitária);

$M$  = massa do martelo, em kg;

$g$  = aceleração da gravidade, em  $m/seg^2$ ;

$h$  = altura de queda do martelo, em m;

$A$  = área da base do cone, em  $m^2$ ;

$e$  = penetração média, em m por pancada ( $0,2/N_{20}$ );

$M'$  = massa total das varas, batente e varas guia, em kg.

A resistência de ponta unitária ( $r_d$ ) avalia o trabalho efetuado na cravação.

No cálculo da resistência de ponta dinâmica ( $q_d$ ) ajustam-se os valores de  $r_d$  de modo a ter em conta a inércia das varas e do martelo, após o impacto. Com a progressão do ensaio em profundidade aumenta o número de varas e por conseguinte a inércia do sistema de cravação.

A utilização deste método tem como vantagens poder ser realizado apenas por um operador, e a sua pouca ou nenhuma interferência na execução do ensaio, com uma relação custo/benefício baixa. Como desvantagens podemos referir a não colheita de amostras, ao contrário do que proporciona o SPT, a necessidade de um operador treinado e a recolha de informação apenas a cada 0,20 m de cravação, o que é bastante mais pormenorizado que a informação obtida só a cada 1,5 m no ensaio SPT.

Os PDSP4 e PDSP5 que foram realizados dentro dos pavilhões cobertos, tiveram o desafio de antes de se iniciar a cravação da ponteira no solo se ter que quebrar a laje de betão com aproximadamente 0,1 m de espessura, tendo para tal sido utilizada a ponteira acionada pelo martelo hidráulico da TG 73 – 200 para quebrar o pavimento superficial.

A realização dos PDSP permite obter um índice quantitativo da resistência do terreno e avaliar a sua evolução em profundidade.

Os 5 ensaios com o penetrómetro dinâmico super pesado foram executados com equipamento da marca Pagani, modelo TG 73 – 200 (Figura 15).



**Figura 15** – Execução do ensaio de Penetração Dinâmica Super Pesada, PDSP 4, com equipamento da marca Pagani, modelo TG 73 – 200.

### **3.3. Poços de prospeção**

A abertura de poços é um método extremamente prático e simples que permite o acesso direto aos materiais mais superficiais, que podem ser observados *in situ* e recolhidos, intactos ou remexidos.

Os poços podem ser realizados através de vários tipos de métodos tais como trados mecânicos, roçadoras ou escavadoras e apresentar formas e dimensões diversas.

Os poços de prospeção têm como principais desvantagens a profundidade, que raramente ultrapassa os 4,5m de profundidade, dependendo das características do equipamento utilizado, a necessidade de as paredes dos poços se auto sustentarem e a quase impossibilidade de ultrapassar o nível freático em terrenos de elevada permeabilidade.

No presente estudo os poços foram abertos, com recurso a uma miniescavadora de rastros (Figura 16). Com este equipamento de dimensões reduzidas

foi possível entrar pelo portão lateral dos pavilhões. Nos poços realizados dentro dos pavilhões foi necessário utilizar inicialmente um martelo hidráulico montado na escavadora, de modo a quebrar o pavimento superficial com aproximadamente 0,1 m de espessura. Após esta camada superficial ter sido ultrapassada já foi possível utilizar o balde de escavação.



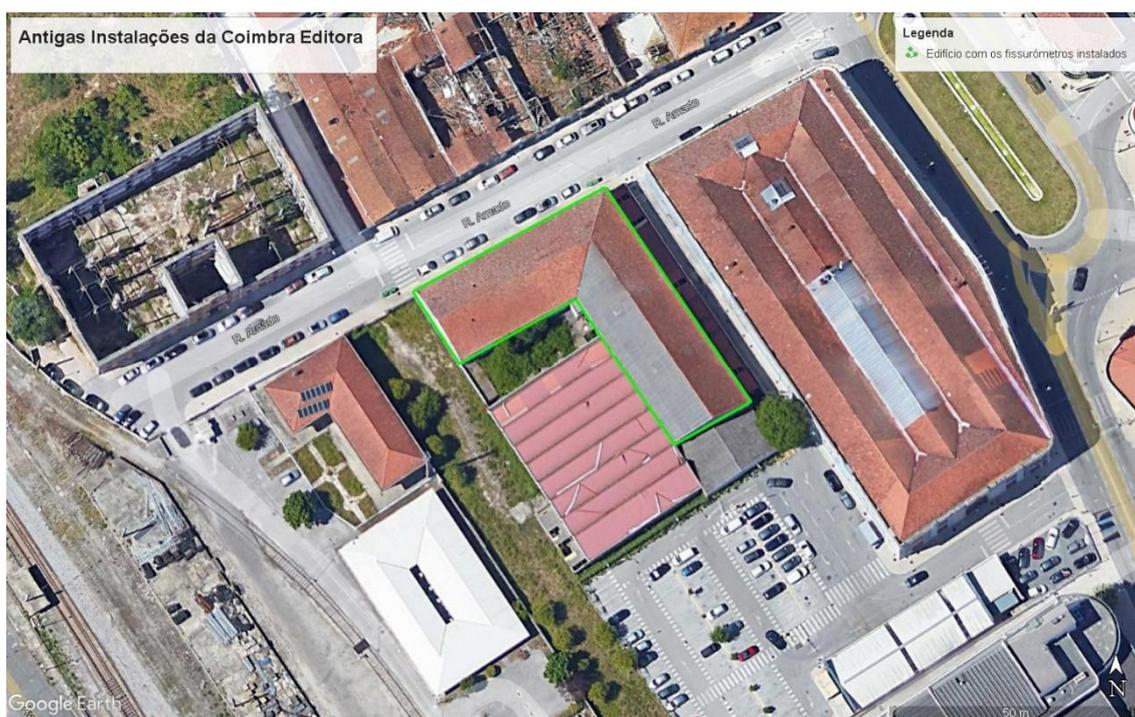
**Figura 16** - Execução do poço P3 durante a quebra do pavimento de betão.

Os poços permitiram a observação direta dos terrenos mais superficiais presentes no local, o reconhecimento do estado das paredes de fundação dos edifícios e a observação das fundações das estruturas existentes.

## Parte 4 - Instrumentação da estrutura existente

A instalação e monitorização com fissurómetros permite quantificar a ocorrência de deslocamentos entre dois pontos fixos, um de cada lado da fissura, podendo determinar-se os movimentos horizontais e/ou verticais ao longo do tempo.

Foram instalados 10 fissurómetros em fissuras existentes nas paredes interiores do edifício, com estrutura em madeira e alvenaria, das antigas instalações da Coimbra Editora (Figura 17).



**Figura 17** - Localização do edifício antigo (\_\_\_), assinalado sobre uma imagem de satélite de Google Earth.

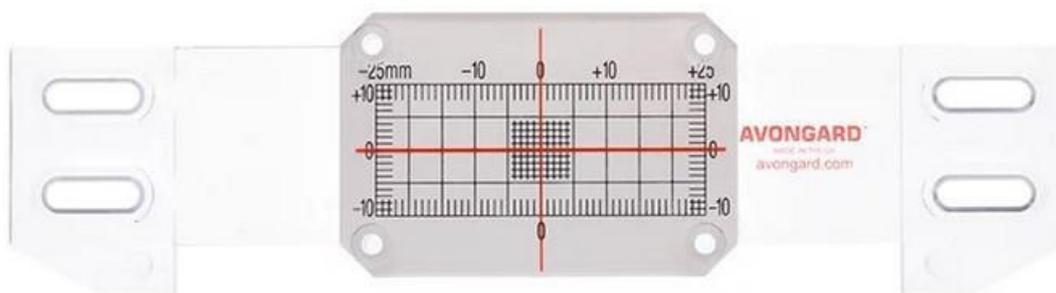
Os locais para a instalação dos fissurómetros foram escolhidos procurando-se que fossem os que mais evidenciavam a abertura das fendas existentes nas paredes do antigo edifício, tendo sido previamente validados pelo Eng. Paulo Maranhã da empresa ECA Projectos (Figura 18).



**Figura 18** - Planta da distribuição dos fissurómetros no edifício antigo.

#### 4.1. Instalação dos fissurómetros

Os fissurómetros instalados são da marca Avongard modelo Plus Tell-Tales, e consistem em duas placas que se sobrepõem. A placa inferior é calibrada em milímetros e a placa superior é transparente e marcada com um cursor em forma de cruz (Figura 19). Foram fixados com uma cola da marca Araldite Rápida, após uma primeira tentativa infrutífera de os pregar simplesmente à parede. O material arenoso da argamassa do revestimento das paredes interiores desfazia-se em volta do prego, deixando-o solto, não permitindo a fixação adequada dos fissurómetros. Todos os fissurómetros foram aplicados com uma orientação perpendicular às fissuras que se pretendiam monitorizar, tal como se ilustra na Figura 20. Como as paredes adjacentes às fissuras apresentavam em alguns casos pequenos desníveis foi nestes casos necessário recorrer a pequenos calços, de modo a afastar a base do fissurómetro da parede e permitir o seu livre deslocamento.



**Figura 19** - Fissurómetro da marca Avongard modelo Plus Tell-Tales.

#### 4.2. Leituras de fissurômetros

A instalação dos fissurômetros (Figura 20) foi efetuada no dia 3 de abril de 2019, bem como a primeira leitura, que corresponde à leitura de zeragem, com a qual são comparadas as leituras posteriores. A periodicidade das leituras foi mensal até janeiro de 2020 e posteriormente foram realizadas mais 3 campanhas de leitura, em outubro e novembro de 2020, e mais recentemente em 27 de maio de 2022, o que fez um total de 13 campanhas.



Figura 20 - Exemplo de fissurômetro N°2, após instalação.

#### 4.3. Evolução dos deslocamentos

Analisando as leituras dos fissurômetros instalados confirma-se que não mostraram qualquer movimento, em ambas as direções, nas 13 campanhas de leitura, tal como pode ser confirmado na Tabela 4, na qual estão resumidas as datas das leituras efetuadas.

Após mais de 3 anos e um mês de instrumentação e 13ª campanhas de leituras dos fissurômetros, não foi detetado nenhum movimento nos 10 fissurômetros instalados.

**Tabela 4** – Resultados das campanhas de leitura dos fissurômetros.

Fissurómetro	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10	
	XX	YY																		
<b>1ª Campanha</b> (03/04/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>2ª Campanha</b> (03/05/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>3ª Campanha</b> (03/06/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>4ª Campanha</b> (03/07/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>5ª Campanha</b> (05/08/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>6ª Campanha</b> (03/09/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>7ª Campanha</b> (03/10/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>8ª Campanha</b> (04/11/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>9ª Campanha</b> (03/12/2019)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>10ª Campanha</b> (06/01/2020)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>11ª Campanha</b> (20/10/2020)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>12ª Campanha</b> (27/11/2020)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>13ª Campanha</b> (27/05/2022)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

#### **4.4. Conclusões**

A análise dos resultados obtidos nas leituras dos fissurómetros, desde abril de 2019 até novembro de 2020 e na leitura de 27 de maio de 2022, permite concluir que não ocorreu nenhum deslocamento nos fissurómetros instalados, ou seja, não ocorreram movimentos no edifício que promovessem o desenvolvimento das fissuras existentes. Esta constatação mostra que as deformações que originaram as fissuras existentes nas paredes ocorreram no passado, e que o edifício se encontra estável e em equilíbrio com o terreno de fundação.

É conveniente continuar a monitorização das fendas, em particular com uma nova utilização que se pretende dar ao edifício, que irá modificar as solicitações no edifício e nas fundações. Consideramos que caso as sobrecargas aplicadas sejam pequenas e não haja alteração sensível do nível freático, não são de antecipar movimentos relevantes nas paredes.

## Parte 5 - Análise de resultados e zonamento geológico-geotécnico

### 5.1. Prospeção Mecânica

As sondagens mecânicas realizadas atingiram profundidades de 29,5 m, na sondagem S1, e 30,0 m, nas restantes sondagens (S2 a S6), o resumo pode ser consultado na Tabela 5.

**Tabela 5** – Resumo das sondagens executadas.

Sondagem	Profundidade máxima (m)	Quantidade de Ensaios SPT
S1	29,5	20
S2	30,0	20
S3	30,0	20
S4	30,0	20
S5	30,0	20
S6	30,0	20

Todas as sondagens começam por intersetar terrenos artificiais de aterro, numa espessura máxima de aproximadamente 3,5 m. A camada de aterro é constituída genericamente por solos arenosos grosseiros, silto-arenosos e areno-siltosos, por vezes com seixos, e com fragmentos rochosos associados a restos de demolição.

Imediatamente abaixo do aterro interseta-se uma camada de silte orgânico, por vezes argiloso, com uma espessura entre 1,7 a 2,6 m.

Após a camada de silte orgânico intersetam-se as aluviões arenosas que representam a unidade geológica com maior espessura da zona em estudo. As aluviões são de composição predominantemente arenosa, com granulometrias variáveis e com seixos. Na zona inferior das aluviões surgem argilas, por vezes intercaladas nas areias.

Inferiormente à camada de argila aluvionar encontram-se areias cimentadas com matriz argilosa, sendo a camada mais profunda que foi intersetada a partir dos 26,0 e 27,5 m de profundidade (Figura 21 a 24).

Nas sondagens não se atingiu o calcário dolomítico do firme rochoso, mas a presença de uma camada granular de elevada resistência, com 3 negas consecutivas no SPT e nega nos PDSP, e de grande continuidade, permitiu assegurar boas condições de fundação em profundidade.

O nível freático (N.F) foi detetado em todas as sondagens aos 3,6 m.

Nas Figuras 25 e 26 apresenta-se um resumo gráfico dos logs das sondagens S1 a S6.

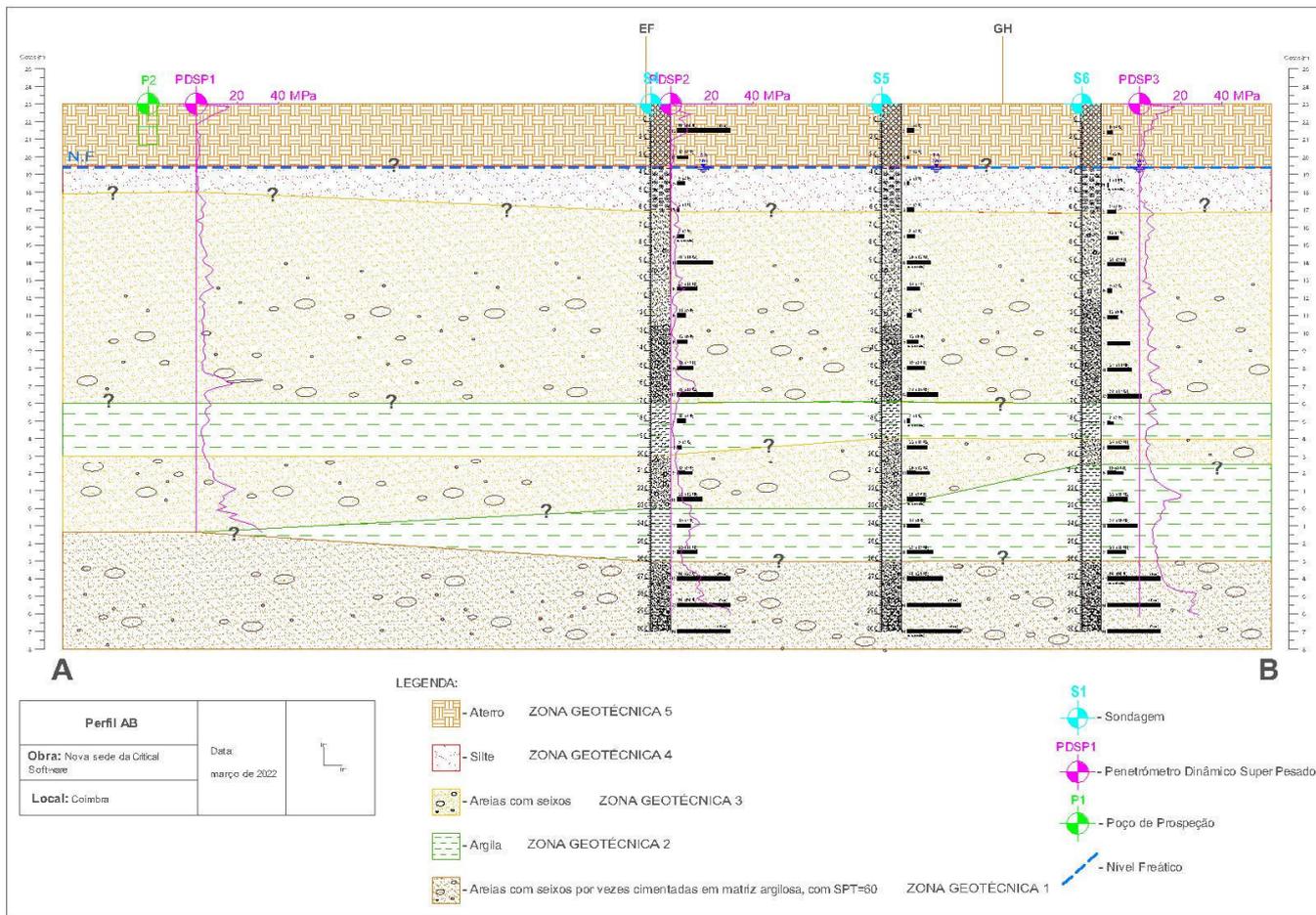


Figura 21 - Exemplo do perfil AB

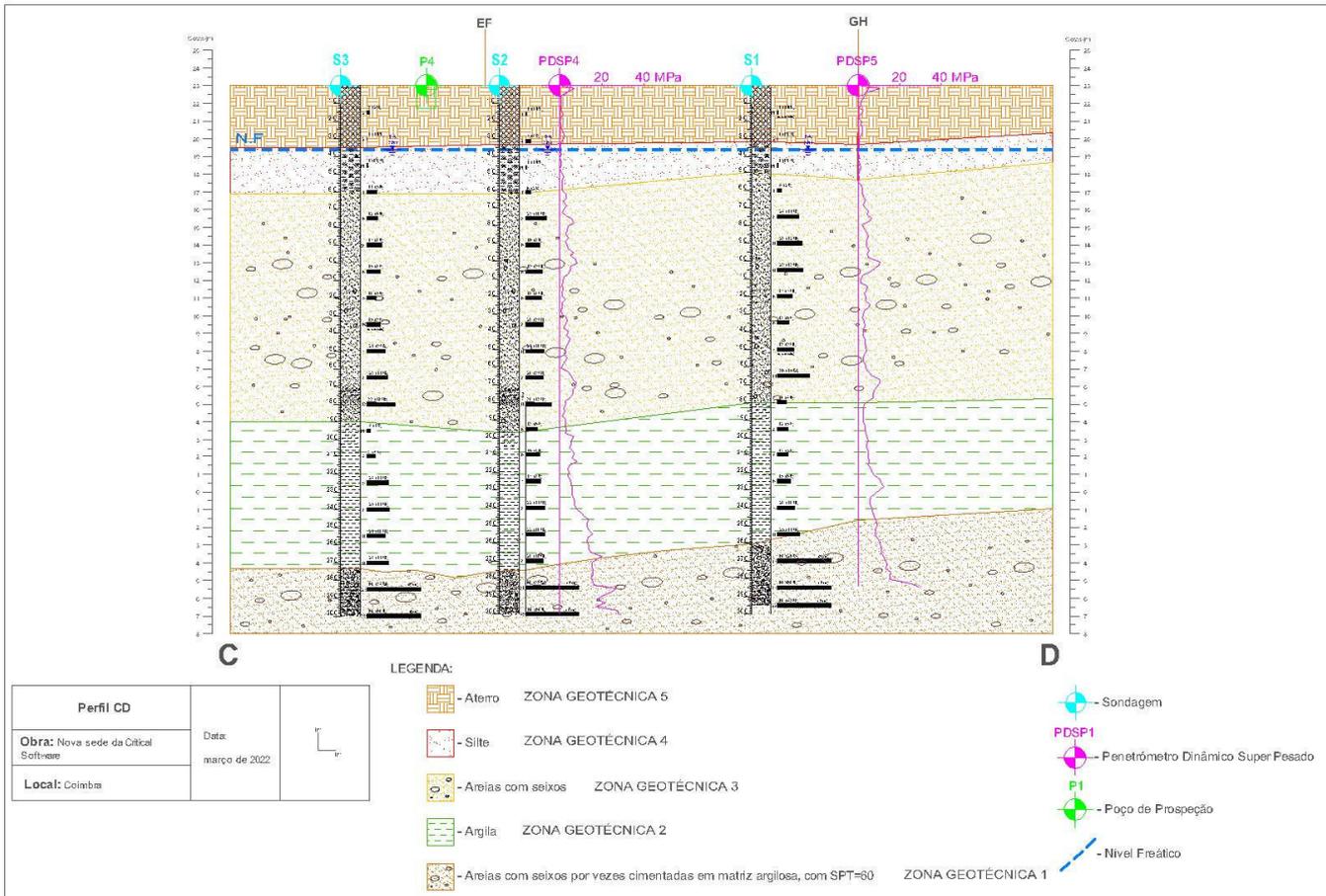


Figura 22 – Exemplo do perfil CD.

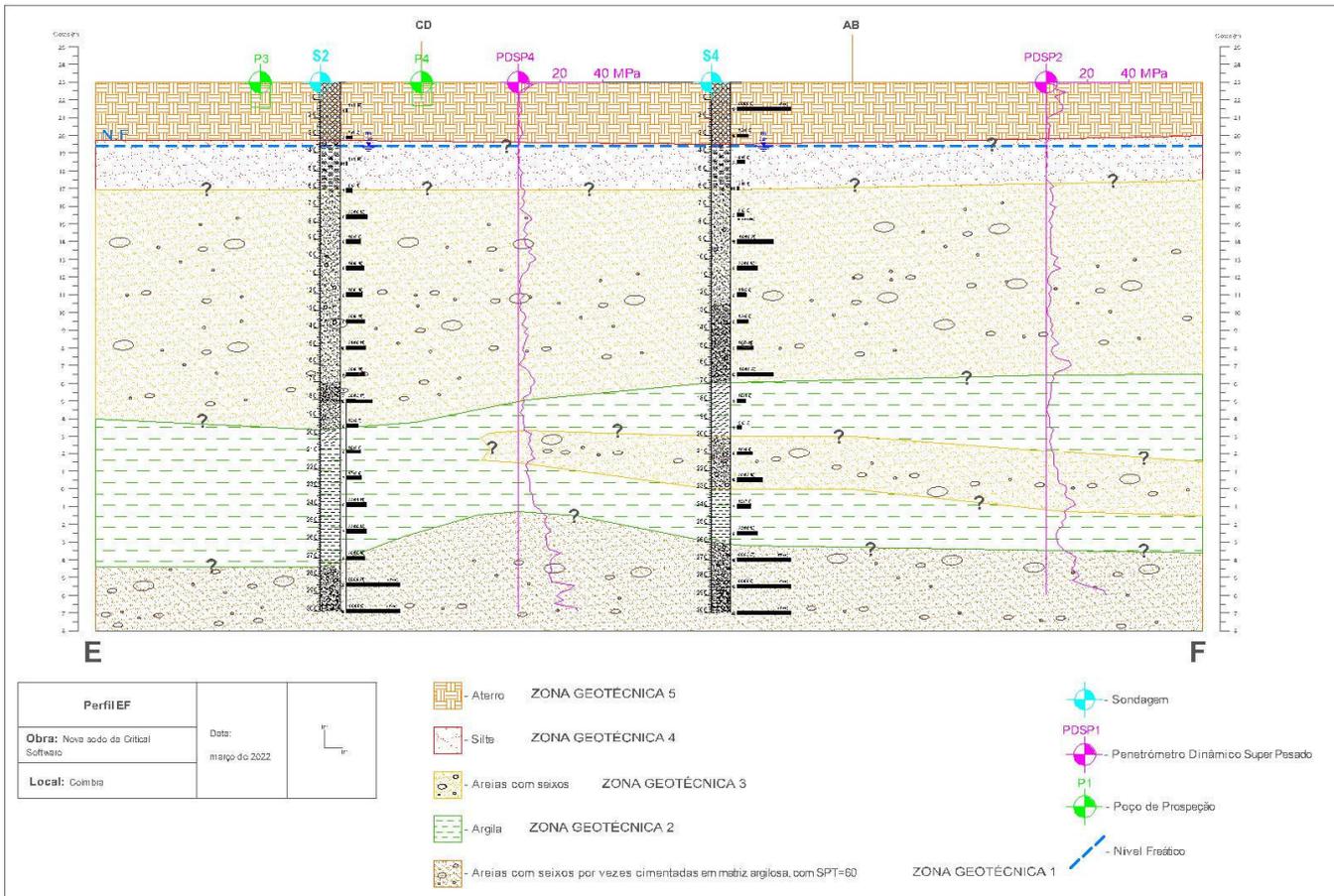


Figura 23 – Perfil Geotécnico interpretativo EF.

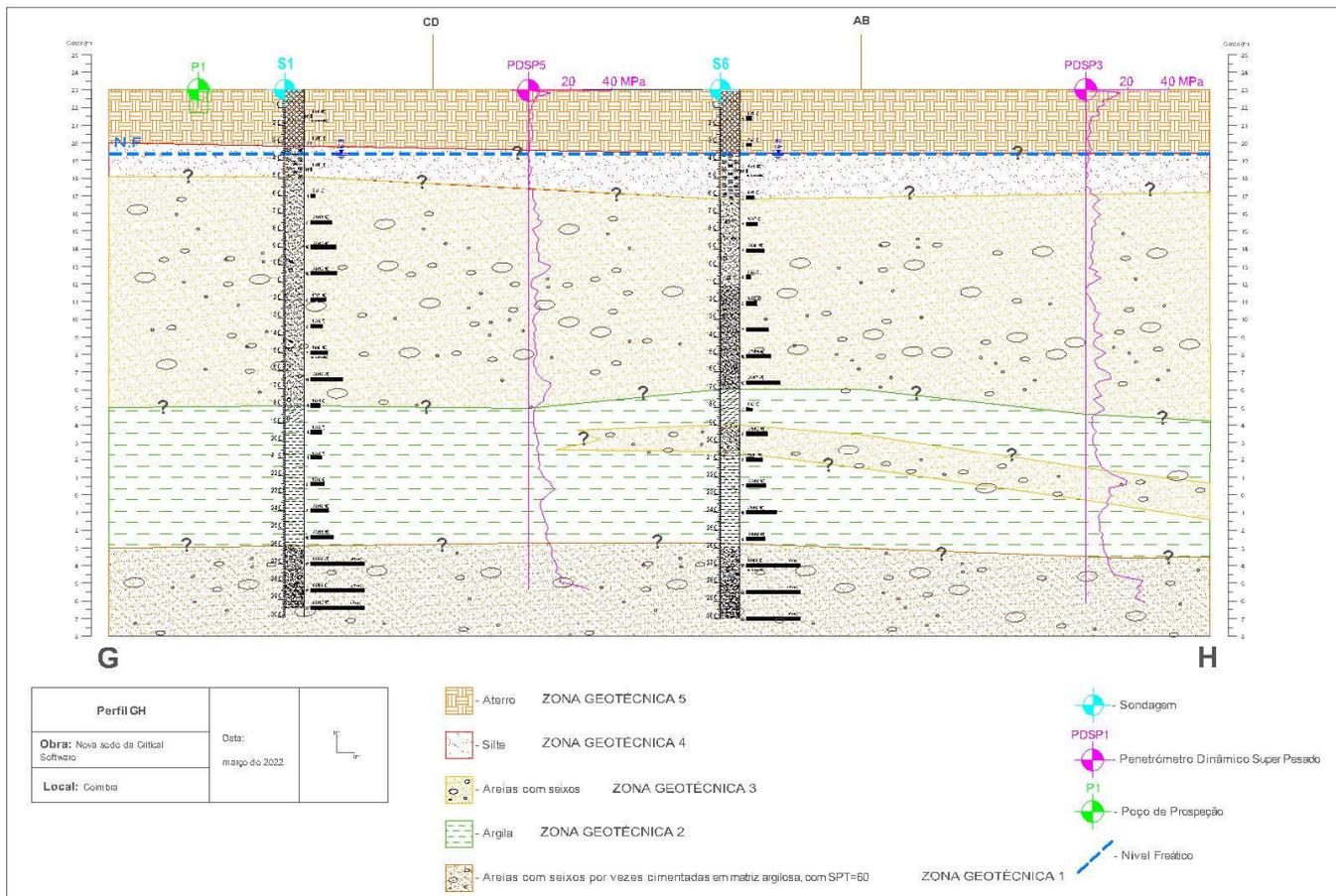
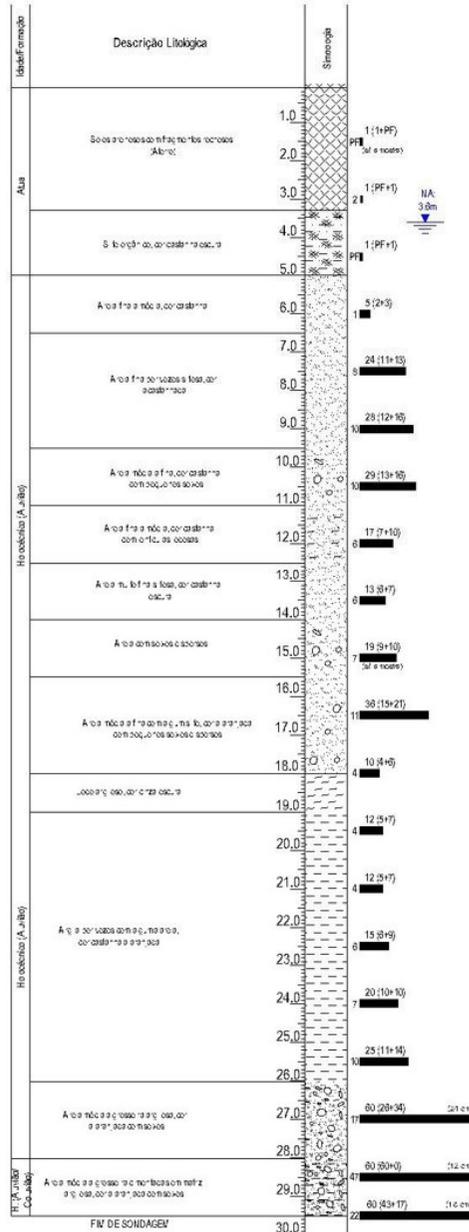
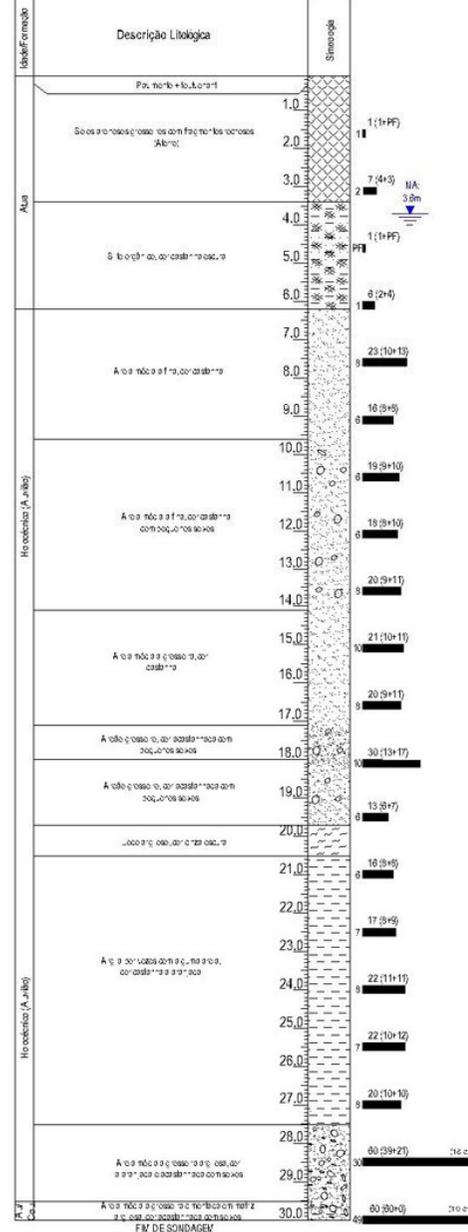


Figura 24 – Perfil Geotécnico interpretativo GH.

# S1



# S2



# S3

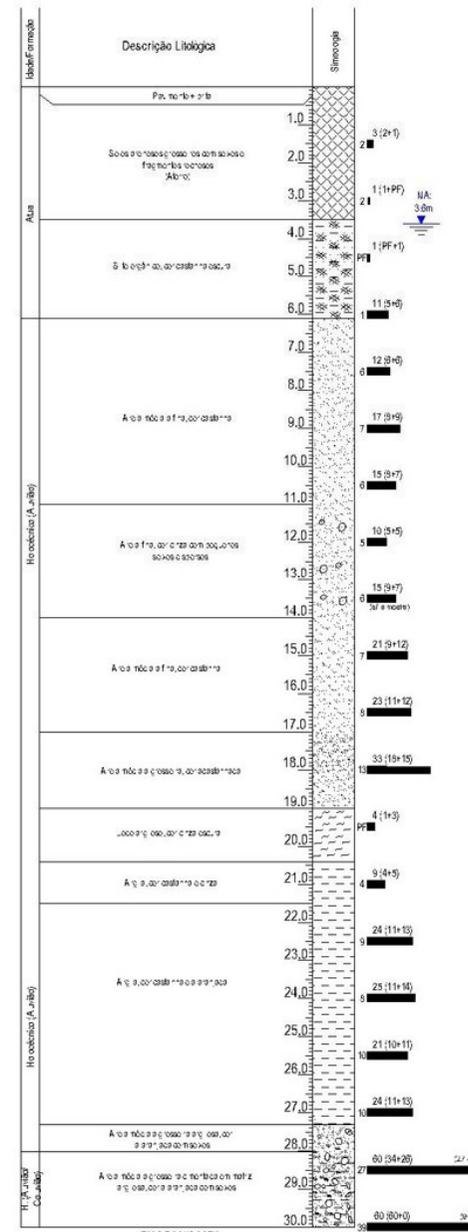
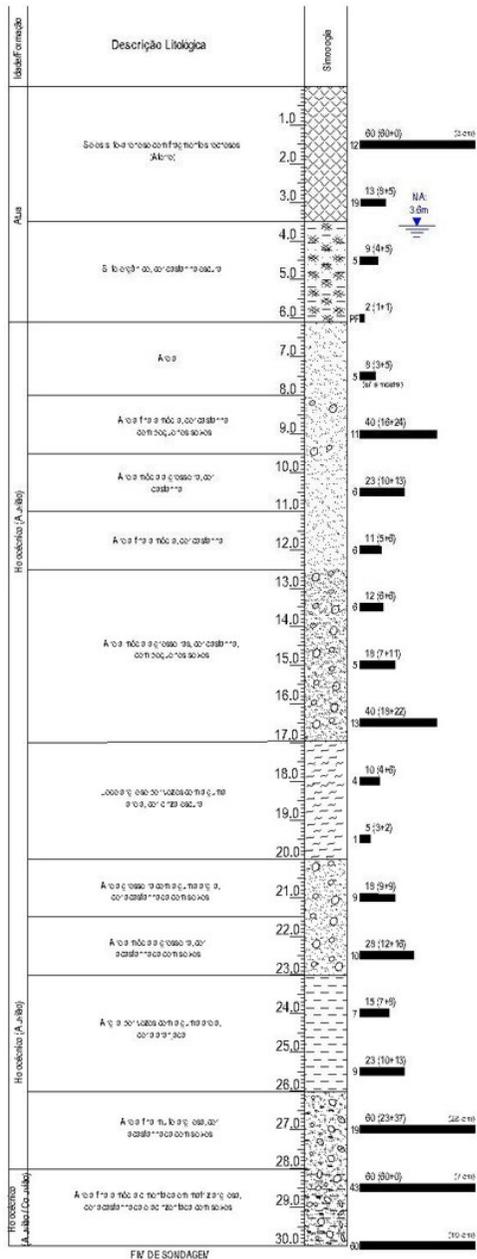
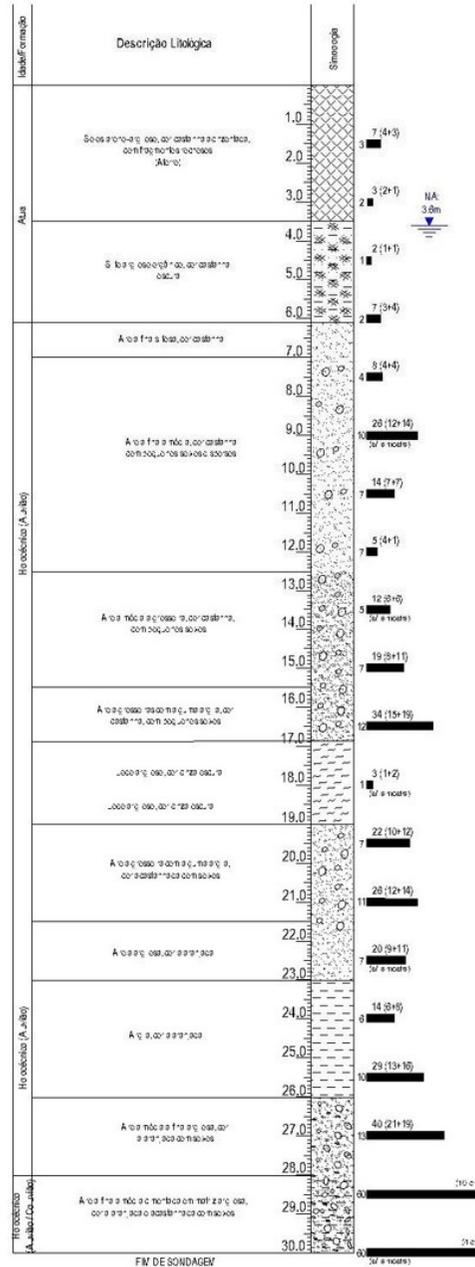


Figura 25 - Resumo gráfico dos logs das sondagens 1, 2 e 3.

# S4



# S5



# S6

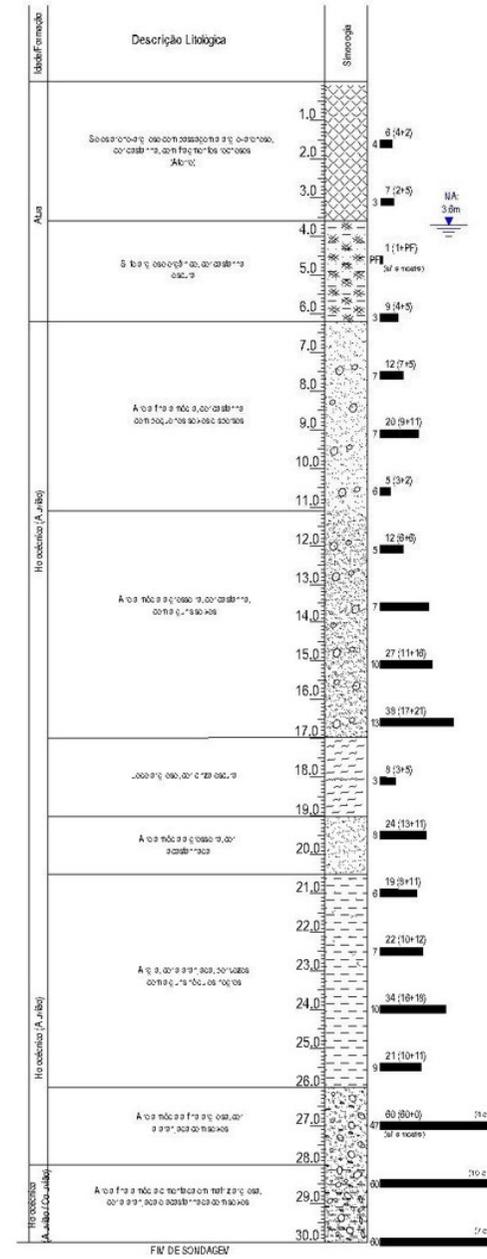


Figura 26 - Resumo gráfico dos logs das sondagens 4, 5 e 6.

### **5.1.1. Ensaio Standard Penetration Test (SPT)**

A quase totalidade dos ensaios SPT foi executada abaixo do nível da água 3,6m o que diminui a resistência dos materiais ensaiados e dificulta a execução dos ensaios SPT. Durante a execução dos ensaios o amostrador de Terzaghi chega a ser cravado sem a aplicação do peso de 63,5kg, nos logs das sondagens utiliza-se a indicação de PF (peso da ferramenta).

O critério para dar como terminadas todas as sondagens foi 2 a 3 negas consecutivas do ensaio SPT.

Os terrenos artificiais (aterro), com uma espessura máxima de aproximadamente 3,5 m e com valores de resistência SPT muito baixos, apresentando um valor mínimo de 1 pancada, um valor médio de 9 pancadas, um valor máximo de 60 pancadas (valor a negligenciar devido à unidade ser de aterro superficial).

A camada de silte orgânico, que tem uma espessura entre 1,7 a 2,6 m, continua a apresentar, tal como a camada de aterro, uma resistência muito baixa, tem um valor mínimo de 1 pancada, um valor médio de 5 pancadas e um máximo de 11 pancadas. Voltando o amostrador a ser cravado nesta camada apenas com o peso da ferramenta.

A unidade de areias com seixo tem um valor mínimo de 4, um valor médio de 19 pancadas e um valor máximo de 40.

Segue-se as argilas que apresentam um SPT genericamente inferior às areias com seixo desta mesma unidade, e apresenta uma espessura de cerca de 8,0 m. Têm um valor médio de 17 pancadas.

As areias cimentadas com matriz argilosa são a camada mais profunda, sendo também a mais resistente da zona em estudo, com  $SPT \geq 60$ , e correspondem à camada onde terminaram todas as sondagens realizadas.

Na Tabela 6 é possível consultar os valores médios, mínimos e máximos dos ensaios SPT realizados nas várias litologias e zonas geotécnicas atravessadas pelas sondagens executadas.

**Tabela 6** – Resumo dos ensaios SPT.

Zonas Geotécnicas	Litologia	SPT		
		Média	Máximo	Mínimo
ZG5	Aterro	9	60	1
ZG4	Silte	5	11	1
ZG3	Areias com seixos	19	40	4
ZG2	Argila	17	34	3
ZG1	Areias com seixos cimentados	49	60	20

## **5.2. Ensaio Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (PDSP)**

Os ensaios atingiram profundidades máximas entre os 24,2 e os 29,2 m, tendo sido sempre atingida a nega, ou seja, 100 pancadas sem haver a cravação de 20 cm.

O resumo do resultado obtido nos penetrómetros efetuados é apresentado na Tabela 7 e os boletins são apresentados em ANEXO.

**Tabela 7** – Síntese dos ensaios de penetração dinâmica super pesada (PDSP) realizados.

PDSP	Profundidade máxima (m)	Resistência dinâmica (MPa)		Observações
		Prof. (m)	qd (MPa)	
PDSP1	24,2	0,2 – 3,4 3,6 – 6,0 6,2 – 17,0 17,2 – 20,0 20,2 - 23,0 23,2 - 24,2*	0,0 – 15,9 0,0 – 4,5 0,6 – 17,6 2,7 – 6,6 5,7 – 19,4 16,0 – 31,8*	* Nega
PDSP2	28,6	0,2 – 3,4 3,6 – 6,0 6,2 – 17,0 17,2 – 20,0 20,2 - 23,0 23,2 – 26,2 26,4 – 28,6*	0,0 – 9,7 0,0 – 3,9 0,5 – 12,1 0,4 – 4,0 2,5 – 10,1 5,3 – 14,4 12,4 – 28,8*	* Nega
PDSP3	28,8	0,2 – 3,4 3,6 – 5,8 6,0 – 17,0 17,2 – 19,0 19,2 – 20,4 20,6 – 26,0 26,2 – 28,8*	0,8 – 16,7 0,0 – 2,6 0,0 – 12,1 2,7 – 8,6 3,3 – 5,3 5,0 – 19,7 10,0 – 28,8*	* Nega
PDSP4	29,2	0,2 – 3,4 3,6 – 6,2 6,4 – 19,6 19,8 – 25,8 26,0 - 29,2*	0,0 – 7,0 0,0 – 3,2 0,8 – 7,7 4,2 – 14,6 15,0 – 28,1*	* Nega
PDSP5	28,0	0,2 – 2,8 3,0 – 5,4 5,6 – 19,2 19,4 – 25,4 25,6 – 28,0*	0,0 – 10,6 0,0 – 1,4 1,5 – 10,6 4,0 – 12,4 10,5 – 29,5*	* Nega

### 5.3. Relação entre $N_{spt}$ e $N_{dpsh}$

Existem várias propostas sobre correlações entre os ensaios PDSP e os ensaios SPT, com o objetivo de se determinarem os parâmetros do solo. Estas correlações dependem do tipo de solos e dos equipamentos utilizados. É de referir que o uso destas correlações deve ser confirmado com dados reais, assim como é indispensável verificar as características do equipamento aplicado, nomeadamente, os níveis de energia utilizados. Os níveis de energia nos dois tipos de ensaio devem ser controlados com aferição das massas dos pesos e respetivas alturas de queda, pois pequenas variações podem levar à obtenção de dados incorretos.

Para o equipamento TG 73 -200, da marca Pagani, utilizado na realização dos PDSP, é referido na página internet do equipamento, disponível em: <https://www.pagani-geotechnical.com/tg-73-200?lang=en> acedido em 22, maio 2022,

que a média da eficiência energética transmitida às varas é de 78%, o que permite que o valor do  $N_{20}$  (PDSP) seja padronizado com os dados de outros testes *in situ*, nomeadamente o  $N_{SPT}$ .

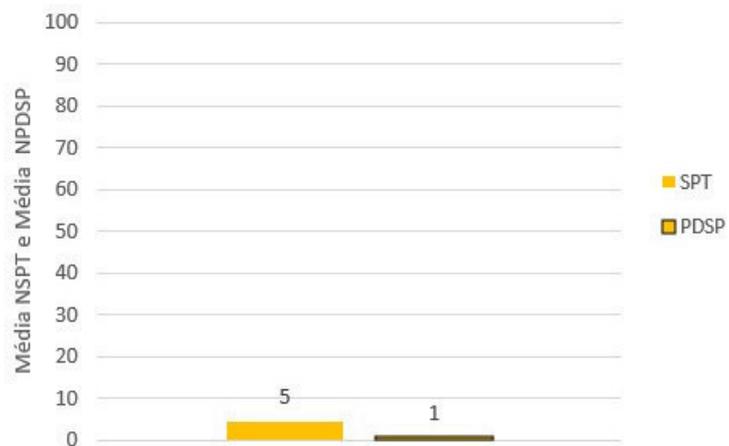
O ensaio de penetração dinâmica SPT (Standard Penetration Test) tem uma energia por pancada semelhante à do ensaio PDSP diferindo apenas no equipamento de cravação. Sendo assim é possível fazer uma interpretação em analogia com os resultados dos dois tipos de ensaio. Os valores obtidos através do ensaio PDSP são a resistência de ponta unitária (rd) e dinâmica (qd) ambas em MPa, permitindo inferir a capacidade de carga e a espessura das litologias atravessadas em profundidade.

Como não existem correspondências diretas e fiáveis que permitam estimar os parâmetros de resistência a partir dos resultados dos PDSP, tal como existem para os valores do SPT, é difícil indicar qual a correlação mais adequada entre os ensaios efetuados no local em estudo. Tendo em conta outras correlações existentes em solos semelhantes, considera-se que a correlação entre o  $N_{PDSP}$  e o  $N_{SPT}$  seja próxima à unidade.

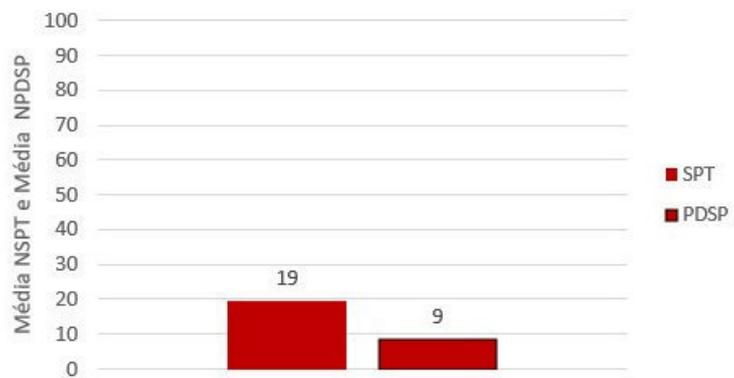
De modo a serem mais facilmente comparáveis são seguidamente apresentados os gráficos de comparação do valor médio de pancadas por zona geotécnica e litologia intercetadas durante a execução dos ensaios SPT e PDSP Figura 27.



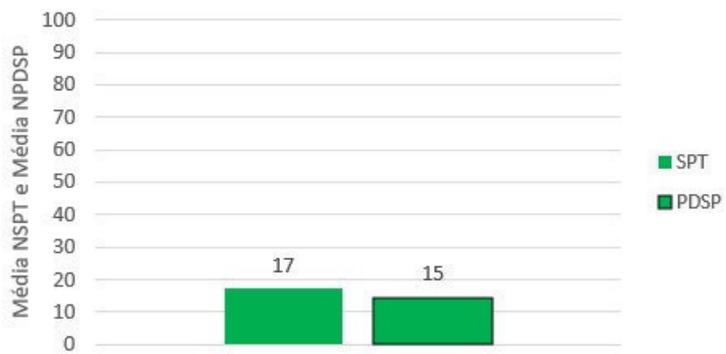
### ZG4 - Silte

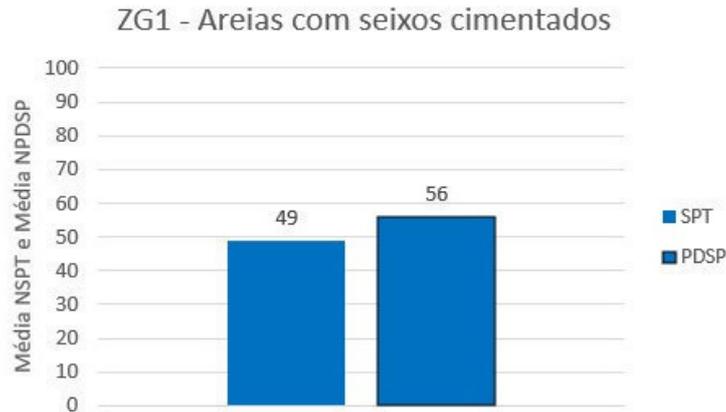


### ZG3 - Areias com seixos



### ZG2 - Argila





**Figura 27** – Sínteses dos valores médios de SPT e PDSP por zona geotécnica/litologia.

Uma possível justificação para a diferença de valores entre os ensaios SPT e PDSP ser menor nas argilas e nas areias cimentadas é o amostrador de Terzaghi utilizado nos ensaios SPT, ser apenas cravado de 1,5 m em 1,5 m de furação de uma sondagem e em cada ensaio o amostrador entrar no máximo 450 mm na unidade geológica em que se esteja a executar o ensaio. Já o ensaio PDSP a sua execução de 200 em 200 mm consegue um maior pormenor da resistência das unidades atravessadas e não é tão afetado por granulometrias de solos mais grosseiros, podendo ser afetado por blocos intersetados pela ponteira.

Analisando as tabelas 8 e 9 conseguimos concluir que há poucas diferenças entre uma análise dos ensaios SPT tendo por base as Zonas Geotécnicas ou uma análise tendo por base as litologias atravessadas. A exceção é a zona geotécnica 1 e/ou a litologia Areias com seixos cimentados, quando a interpretação é realizada tendo por base as Zonas Geotécnicas a dispersão de dados é maior do que quando a análise é realizada tendo em conta a litologia.

**Tabela 8** – Resumo dos ensaios SPT tendo por base as zonas geotécnicas.

Zona Geotécnica	SPT			
	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
ZG5	60	1	9	16
ZG4	11	1	5	4
ZG3	40	4	19	9
ZG2	34	3	17	8
ZG1	60	20	49	17

**Tabela 9** – Resumo dos ensaios SPT tendo por base a litologia.

Litologia	SPT			
	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Aterro	60	1	9	16
Silte	11	1	5	4
Areias com seixos	40	5	18	8
Argila	40	3	20	9
Areias com seixos cimentados	60	60	60	0

#### **5.4. Poços de prospeção**

As dimensões dos poços realizados rondam os 2,0 m de comprimento por 0,7 m de largura, com profundidade variável entre 1,3 e 2,3 m. Os poços foram realizados de modo a não se colocar em risco a estrutura das paredes do edifício antigo, nem a sua fundação. O constante colapso das paredes dos poços, devido ao solo arenoso de granulometria fina a média, impediu a continuação da escavação.

Antes do fecho dos poços foi cravada uma vara de metal, com aproximadamente 0,5 m, no fundo dos poços e foi possível sentir uma maior resistência dos materiais, a aproximadamente 0,3 a 0,4 m de profundidade abaixo do fundo dos poços P1 e P3.

Na Tabela 10 apresentam-se as litologias intersetadas nos poços, encontrando-se em anexo o relatório individual dos poços, com a descrição dos materiais atravessados e as suas espessuras, bem como uma avaliação da profundidade da fundação da parede.

**Tabela 10** – Síntese dos poços de prospeção (P) realizados.

Poço	Prof. máx. (m)	Litologias
P1	1,3	0,0 – 0,1 m: Pavimento. 0,1 – 1,3 m: Solo arenoso de cor castanha clara e de granulometria fina a média.
P2	2,3	0,0 – 1,3 m: Aterro de solo arenoso de cor castanha, granulometria fina a média, com restos de construção tijolos, blocos de betão, telhas e plásticos. 1,3 – 2,3 m: Solo arenoso de cor castanha clara e de granulometria fina a média.
P3	1,4	0,0 – 0,2 m: Pavimento. 0,2 – 1,4 m: Solo arenoso de cor castanha clara e de granulometria fina a média.
P4	1,3	0,0 – 0,2 m: Pavimento. 0,2 – 1,3 m: Solo arenoso de cor castanha clara e de granulometria fina a média.

## **5.5. Zonamento Geotécnico**

Com base na informação disponível interpretou-se a distribuição e características geológicas e geotécnicas dos terrenos presentes no local previsto para a implementação do projeto e definiu-se o seu zonamento em profundidade.

As litologias encontradas nos locais onde foi feita a prospeção e a interpretação da sua distribuição são representadas nos perfis geotécnicos que se encontram nas Figuras 20 a 23. Com base nos elementos recolhidos e nos resultados da prospeção foram definidas cinco unidades geotécnicas.

### **5.5.1. Zonas Geotécnicas**

#### **Zona Geotécnica 5 – Aterro**

Esta unidade é intersetada em todas as sondagens é constituída por solos remexidos de areia, solos silto-arenosos e areno-argilosos, com fragmentos rochosos, por vezes surgem seixos. Ou seja tratam-se de solos superficiais de aterro que apresentam uma espessura que varia de 3,0 a 3,5 m.

Os valores obtidos com o ensaio SPT variam, entre 0 e 19 pancadas, o que corresponderá a um aterro mal compactado e heterogéneo.

A resistência de ponta dinâmica é muito variável, varia entre os 0,0 MPa, obtidos em todos os PDSP, com exceção do PDSP3, a profundidades variáveis entre os 1,2 e os 2,2 m, e os 16,7 MPa, valor obtido no PDSP3 a 0,2 m de profundidade.

Segundo Cestari (1991) e Silvério Coelho (1996), a resistência do terreno pode ser estimada com base na resistência de ponta dinâmica ( $q_d$ ). A tensão admissível ( $q_{ad}$ ) (2) é uma fração do valor de  $q_d$ , dada por:

$$q_{ad} = q_d / (15 \text{ a } 20) \quad (2)$$

Selecionando os valores mínimos registados com os ensaios PDSP na zona geotécnica em análise e excluindo os valores de 0,0 MPa, pois o aterro pode apresentar vazios e o nível freático surge aproximadamente a esta profundidade, considerou-se para esta zona um valor mínimo de resistência de ponta dinâmica ( $q_d$ ) de 0,7 MPa, obtido nos PDSP1, 2 e 4, à profundidade de 3,4 m, vem:

$$q_d = 0,7 \text{ MPa} = 700 \text{ kPa};$$

$$q_{ad} = 700 \text{ kPa} / 20^* = 35 \text{ kPa};$$

\* Utilizou-se o valor 20.

#### **Zona Geotécnica 4 – Silte**

É constituída por silte e silte argiloso orgânico de cor castanha escura, tem uma espessura de cerca de 2,5 m, tendo sido identificada em todas as sondagens e PDSP a profundidades variáveis entre os 3,0 e os 6,2 m.

Os valores dos PDSP e os valores dos SPT são muito baixos. Os valores de resistência de ponta dinâmica variam entre 0,0 MPa, obtido em todos os PDSP a profundidades variáveis entre 3,6 e 5,4 m, e 4,5 MPa, obtido no PDSP1 a 5,6 m de profundidade. Os valores dos SPT variam entre 1 e 11 pancadas.

#### **Zona Geotécnica 3 – Areias com seixos**

Esta zona é constituída por areias de granulometria fina a média por vezes siltosas e com seixos dispersos, apresentam granulometria grosseira por vezes com argila a profundidades maiores. É identificável entre os 6,2 m e os 17,2 m, ou 19,0 m dependendo do perfil em análise, tal pode ser constatado nos perfis.

Os valores dos ensaios SPT nesta zona geotécnica são muito variáveis, entre 5 e 40 pancadas.

Já os valores de resistência de ponta dinâmica dos PDSP realizados variam entre 0,5 e os 19,4 MPa. Tendo sido selecionado para análise, o valor de  $q_d$  de 0,5 MPa, obtido no PDSP2 aos 12,8 m de profundidade, obtêm-se uma tensão admissível ( $q_{ad}$ ) de 25 kPa.

### **Zona Geotécnica 2 – Argila**

Composta por lodos argilosos, argilas e argilas com areias, foi identificada, a profundidades variáveis entre os 17,2 e os 19,0 m, até cerca dos 26,2 m de profundidade em todas as sondagens e PDSP.

Apesar de se encontrar a maiores profundidades esta camada apresenta valores de SPT inferiores à ZG3, com valores entre 4 e 34 pancadas, já os valores de resistência de ponta dinâmica variam entre 0,4 e 19,7 MPa.

Selecionando o valor de  $q_d$  do PDSP2 aos 18,2 m que é de 0,4 MPa, consegue-se calcular uma tensão admissível ( $q_{ad}$ ) de 20 kPa.

### **Zona Geotécnica 1 – Areias com seixos, por vezes cimentadas em matriz argilosa, com SPT=60**

É constituída por areia de granulometria média a grosseira, por vezes cimentadas em matriz argilosa.

Todos os PDSP e SPT atingiram a nega nesta zona geotécnica.

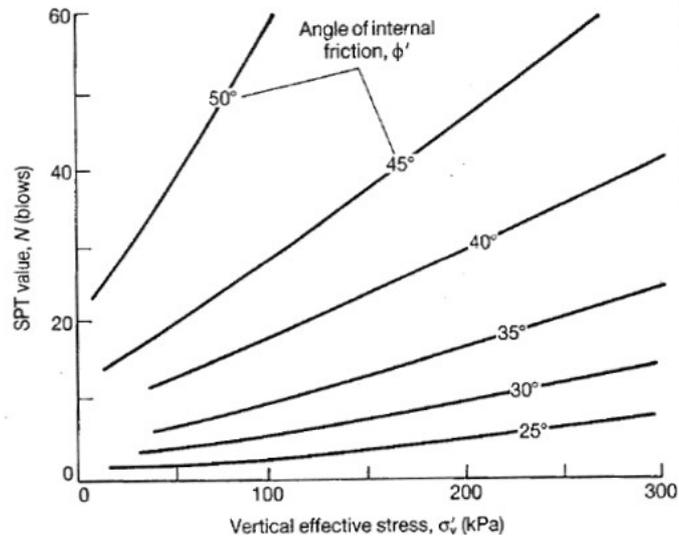
Considerando o valor de  $q_d$  de 10,0 MPa, obtido no PDSP3 a 26,2 m de profundidade, obtêm-se uma tensão admissível ( $q_{ad}$ ) de 500 kPa.

## **5.5.2. Parâmetros Geotécnicos**

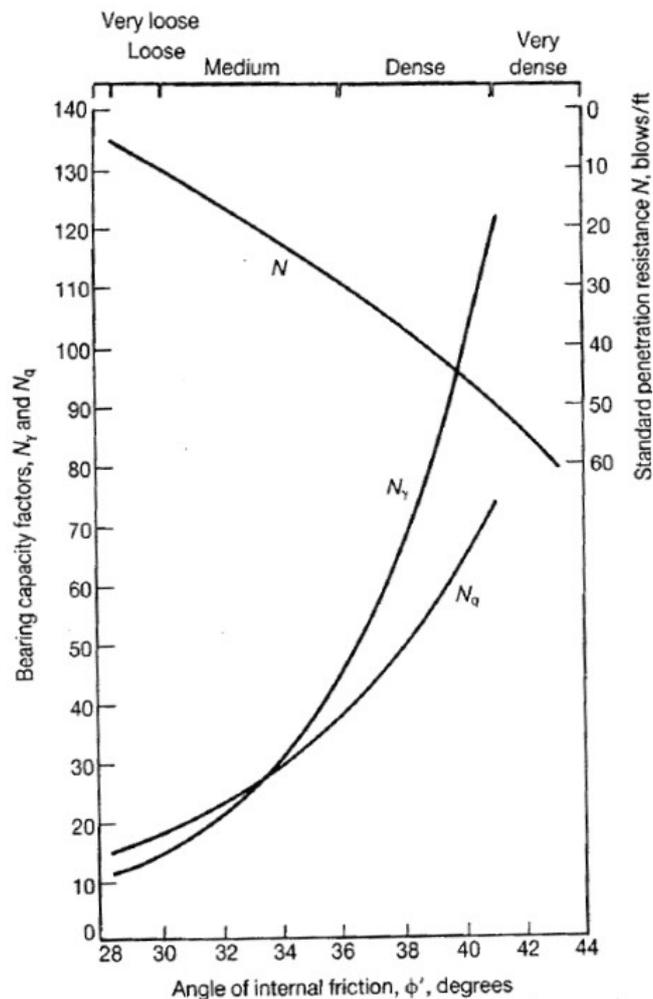
Os ensaios SPT estão largamente difundidos em todo o mundo permitindo estabelecer correlações empíricas com vários parâmetros geotécnicos. Alguns desses parâmetros são o ângulo de atrito interno ( $\Phi$ ), Coesão (MPa), Módulo de deformabilidade (MPa), Tensão admissível (kPa) e o Peso específico ( $\text{kN/m}^3$ ).

Para a determinação do ângulo de atrito interno foi consultada a Tabela 11 com os parâmetros geotécnicos com base nos SPT e litologias, segundo Silvério Coelho (1996) em alternativa pode ser consultada a Figura 29. Com esse valor e com o valor dos SPT foi determinada a tensão efetiva vertical consultando a Figura 28.

Para os restantes parâmetros Coesão (MPa), Módulo de deformabilidade (MPa) e o Peso específico (kN/m<sup>3</sup>) foi consultada a Tabela 11.



**Figura 28** – Tensão efetiva vertical (estimada), em função do valor de (N) SPT para areias e areias grosseiras, CIRIA Report 143 (1995).



**Figura 29** – Ângulo de atrito interno (estimado), em função do valor de (N) SPT, CIRIA Report 143 (1995).

**Tabela 11** – Parâmetros geotécnicos com base nos SPT e litologias, segundo Silvério Coelho (1996).

Natureza do solo	N (SPT)	R <sub>p</sub> (10 <sup>5</sup> Pa)	c <sub>u</sub> (10 <sup>5</sup> Pa)	c' (10 <sup>5</sup> Pa)	Ø' (°)
<b>Lodos e argilas muito moles a médias</b>	1	1 - 2	0,1	---	14,7
	2	2 - 4	0,2	---	18,7
	2	2 - 4	0,2	---	18,7
	4	4 - 8	0,4	---	22,7
	4	8	0,4	0,08	22,7
	8	16	0,8	---	26,7
<b>Argilas siltosas ou arenosas</b>	8	24	0,53	0,08	26,7
	15	45	1,0	0,22	30,3
	15	45	1,0	0,22	30,3
	30	90	1,2	0,52	34,3
	30	90	2,0	0,52	34,3
	60	180	4,0	1,12	38,3
<b>Areias argilosas</b>	4	16	---	---	32,0
	4	16	---	0,04	32,0
	10	40	---	0,04	37,3
	10	40	---	0,04	37,3
	30	120	---	0,17	43,6
	30	120	---	0,17	43,6
	50	200	---	0,31	46,6
	50	200	---	0,31	46,6
	60	240	---	0,37	47,6
<b>Areias finas a médias, siltosas ou lodosas</b>	4	20	---	---	26,7
	4	20	---	---	26,7
	10	50	---	---	32,0
	10	50	---	---	32,0
	30	150	---	---	38,3
	30	150	---	---	38,3
	50	250	---	---	41,3
	50	250	---	---	41,3
	60	300	---	---	42,3
<b>Areias médias a grosseiras, com seixos</b>	4	24	---	---	32,0
	4	24	---	---	32,0
	10	60	---	---	37,3
	10	60	---	---	37,3
	30	180	---	---	43,6
	30	180	---	---	43,6
	50	300	---	---	46,6
	50	300	---	---	46,6
	60	360	---	---	47,6

A parametrização geomecânica apresentada na Tabela 12 encontra-se conforme as correlações propostas na extensa bibliografia especializada, fundamentada por diversos autores tais como Silvério Coelho (1996), Cestari (1991),

CIRIA Report 143 (1995), em função da litologia e comportamento geológico-geotécnico evidenciado. Foi também tido em consideração a experiência do IPN labgeo em materiais semelhantes aos recolhidos nas diversas sondagens.

**Tabela 12** – Síntese dos parâmetros geotécnicos estimados.

ZG	Litologia	Parâmetros Geotécnicos					
		SPT (nº pancadas)	Ângulo de atrito interno (°)	Coesão Cu (MPa)	Módulo de deformabilidade (Es) (MPa)	Tensão admissível* $\sigma_{adm}$ (kPa)	Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
ZG5	Aterro	0-19	28-30	0,01-0,10	5-20	50-250	<18
ZG4	Silte	1-11	27-32	0,01-0,10	0-20	10-225	14-23
ZG3	Areias com seixos	5-40	30-36	0,01-0,10	5-40	50-300	18-23
ZG2	Argila	4-34	29-30	0,05-0,15	5-35	50-550	16-21
ZG1	Areias cimentadas com seixos SPT=60	60	30-40	0,01-0,50	>50	>700	18-23

\* Considerando os menores valores dos ensaios SPT e uma sapata de 2 m de largura, e os ensaios PDSP.

## Parte 6 – Sismicidade

Os sismos são fenómenos naturais, que são quase sempre consequência dos movimentos das placas tectónicas fazendo-se sentir principalmente à superfície do planeta. A destruição de estruturas e consequente morte de pessoas são o resultado da utilização de maus materiais de construção, de falhas no dimensionamento adequado das estruturas e da edificação dessas mesmas estruturas em terrenos inapropriados.

Os parâmetros a seguir apresentados encontram-se na Parte 1 do CEN. NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 (2010), priorizando as disposições constantes no Anexo Nacional NA que faz parte integrante do referido documento, e aplicam-se ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas. Tratam-se de documentos que estabelecem regras para a quantificação da ação sísmica e regras gerais de projeto.

*“As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma a que sejam satisfeitos os seguintes requisitos, cada um com um adequado grau de fiabilidade:*

- *Requisito de não ocorrência de colapso: a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A ação sísmica de cálculo é expressa em função: da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência ( $P_{NRC}$ ) em 50 anos ou a um período de retorno de referência ( $T_{NCR}$ ) (os valores recomendados pelo EC8 são  $P_{NRC} = 10\%$  e  $T_{NCR} = 475$  anos) e do coeficiente de importância ( $\gamma$ ) para ter em conta a diferenciação da fiabilidade.*

- *Requisito de limitação de danos: a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização cujos custos sejam desproporcionalmente elevados em comparação com os da própria estrutura. A ação sísmica a considerar no “requisito de limitação de danos” tem uma probabilidade de excedência ( $P_{DLR}$ ) em 10 anos e um período de retorno ( $T_{DLR}$ ) (os valores recomendados pelo EC8 são  $P_{DLR} = 10\%$  e  $T_{DLR} = 95$  anos).”*

Para satisfazer estes requisitos fundamentais, os seguintes estados limites devem ser verificados: estados limites últimos e estados limites de danos. Os estados limites últimos são os associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam por em perigo a segurança das pessoas. Os estados de limitação de danos são os associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos. Salieta-se que esta verificação dos estados é realizada pelo projetista das estruturas, o estudo geológico geotécnico apenas fornece a informação para o projetista efetuar a verificação.

### **6.1. Identificação do tipo de terrenos**

Seguindo a norma NP EN 1998-1 2010 referente ao Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos (CEN 2010), considera-se que o terreno existente no local da obra se enquadra no tipo D (Tabela 13).

Apesar do terreno apresentar características próximas do tipo E, devido à presença de um estrato mais rígido em profundidade com valores de  $v_s > 800$  m/s, que corresponde às areias com seixos cimentadas e aos calcários dolomíticos (não atingidos nas sondagens), subjacente aos solos aluvionares, a espessura total dos aterros e aluviões é acima dos 20 metros, pelo que se considera mais ajustado o tipo D. Tabela 10 - Tipos de terrenos conforme Quadro 3.1 do Eurocódigo 8 (CEN, 2010).

Os terrenos dos tipos A, B, C, D e E descritos por perfis estratigráficos e pelos parâmetros apresentados na Tabela 13, poderão ser utilizados para ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica. Na Tabela 13, encontra-se assinalado o perfil correspondente ao terreno em estudo, que se enquadra no Tipo D.

**Tabela 13** – Tipos de terrenos conforme Quadro 3.1 do Eurocódigo 8 (CEN, 2010).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas / 30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizadas por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho ou argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub>	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S <sub>2</sub>	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S <sub>1</sub>			

De acordo com a NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (IPQ, 2010) e no Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos (CEN 2010).

## **6.2. Tipos de ação sísmica e zonas sísmicas**

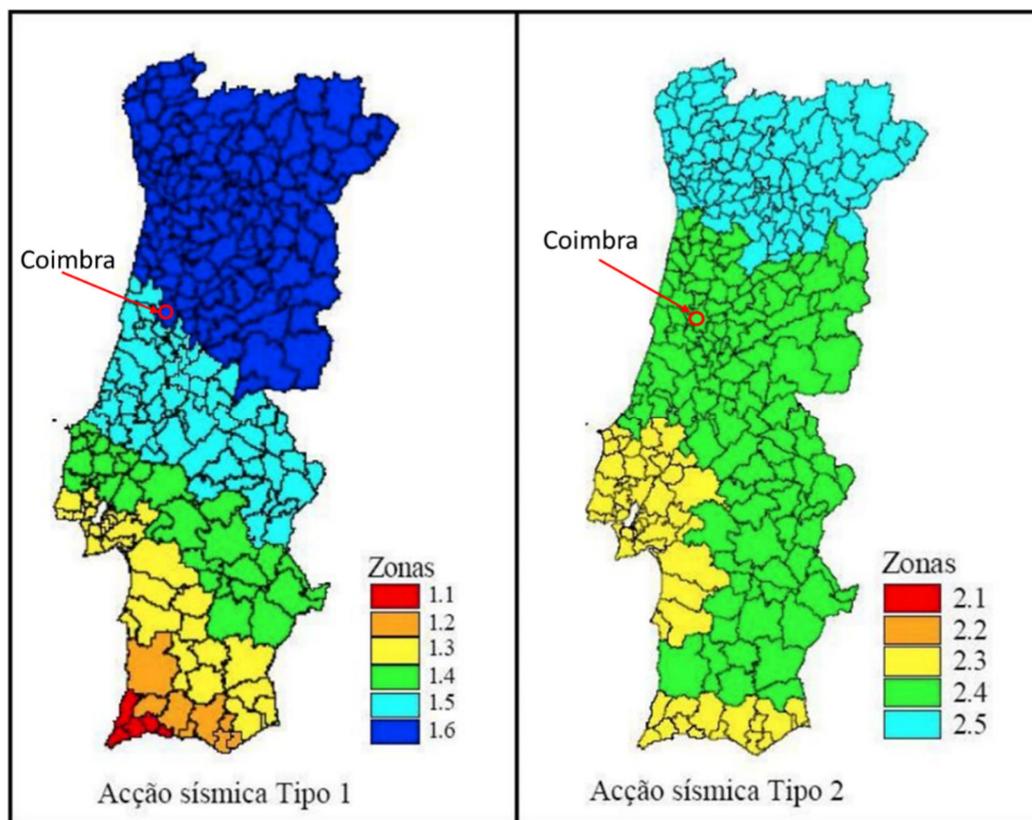
Em Portugal consideram-se dois tipos de ação sísmica pelo facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar o país. Os tipos de ações sísmicas que condicionam o dimensionamento das estruturas em Portugal continental são dois tipos:

- Ação sísmica tipo 1 (sismos interplacas), sismos de epicentro longínquo, maior magnitude e maior distância focal.

- Ação sísmica tipo 2 (sismos intraplacas), sismos de epicentro próximo, magnitude moderada e pequena distância focal;

No arquipélago da Madeira apenas é necessário considerar a Ação sísmica Tipo 1 e no arquipélago dos Açores apenas é necessário considerar a Ação sísmica Tipo 2.

As variantes da ação sísmica em Portugal Continental são divididas em 6 zonas para a ação tipo 1, e em 5 zonas para a ação tipo 2, sendo atribuídas por concelhos. Na Figura 30 está assinalado o concelho de Coimbra onde se situa o local em estudo.



**Figura 30** – Zonamento sísmico em Portugal Continental.

Em Portugal, os valores da aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar são os indicados na Tabela 14 – Aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) nas várias zonas sísmicas. Encontram-se assinalados os valores correspondentes à zona onde se enquadra o local em estudo.

**Tabela 14** – Aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) nas várias zonas sísmicas.

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

O valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, definidos para cada zona sísmica pelas autoridades nacionais, corresponde ao período de retorno de referência ( $T_{NCR}$ ) da ação sísmica para o requisito de “não ocorrência de colapso” (ou, de forma equivalente, a probabilidade de excedência de referência em 50 anos,  $P_{NRC}$ ) escolhido pelas autoridades nacionais. A este período de retorno de referência é associado um coeficiente de importância da estrutura a construir ( $\gamma_I$ ), que corresponde à classe II e é igual a 1,0. O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A ( $a_g$ ) é igual a  $a_{gR}$  multiplicado pelo coeficiente de importância  $\gamma_I$  ( $a_g = a_{gR} \times \gamma_I$ ).

Em Portugal, os coeficientes de importância a adotar são os indicados na Tabela 15.

**Tabela 15** – Coeficiente de importância  $\gamma_I$ .

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

### 6.3. Coeficiente sísmico horizontal e vertical

A localização de Coimbra corresponde a um fator de aceleração sísmica máxima de  $1,1 \text{ m/s}^2$ . Como este valor é inferior a  $2,5 \text{ m/s}^2$  a NP EN 1998-1 (IPQ, 2010) sugere que não seja considerada a aceleração vertical na análise de estabilidade das estruturas.

De acordo com a NP EN 1998-5 (IPQ, 2010) inferimos que a força vertical a considerar na avaliação da estabilidade do terreno deverá ser 0,5 da horizontal. Para satisfazer este requisito considerou-se o Coeficiente sísmico vertical igual a metade do Coeficiente sísmico horizontal.

Teremos para a aceleração horizontal:

Coeficiente de amplificação topográfica  $ST \geq 1,0$  de acordo com a NP EN 1998-5 (IPQ, 2010)

Aceleração  $a_{gR}$  ( $m/s^2$ )  $\times ST = 1,1 \times 1,0 = 1,1$

□ Coeficiente sísmico horizontal =  $1,1/9,807 = 0,112$

□ Coeficiente sísmico vertical =  $0,112 \times 0,5 = 0,056$

## Parte 7 – Considerações finais

Todos os ensaios realizados revelaram ser uma mais valia para a execução do estudo dos solos de fundação da Nova Sede da Critical Software. Os PDSP ajudaram a definir a distribuição das resistências dos vários níveis das unidades intercetadas, as sondagens com SPT contribuíram com a determinação da resistência e a identificação das litologias, os poços, apesar da pouca profundidade e da frustrada tentativa de visualização das fundações dos edifícios, permitiram visualizar maiores seções do aterro superficial e a falta de registo de movimentação dos fissurómetros confirmou a estabilidade da estrutura existente.

Segundo Maranha das Neves (1978) os resultados da campanha de prospeção geológica e geotécnica levada a efeito no local definitivo do Açude-Ponte de Coimbra mostraram a existência de formações aluvionares constituídas por areia e calhaus, por vezes com intercalações argilosas, sobre um “bed-rock” de calcários e margas. Também segundo Baracho Dias (1980) o terreno é constituído, até aos 11-12 m de profundidade, por areia solta a média, constituído por aluviões modernas e de granulometria grosseira a muito grosseira; dos 12 aos 18 m por areão e areia argilosa com seixos rolados, de consistência média a compacta; a partir dos 18 m de profundidade aparecem calcários e argilas margosas constituindo o teto do bed-rock.

Tais resultados foram plenamente confirmados com a Caracterização geológica-geotécnica de solos de fundação da Nova Sede da Critical Software, nas antigas instalações da Coimbra Editora.

Os terrenos superficiais do local em estudo, aterro, são constituídos por solos remexidos de areia, solos silto-arenosos e areno-argilosos, com fragmentos rochosos, por vezes surgem seixos, estes solos constituem a zona geotécnica 5 (ZG5), silte e silte argiloso orgânico, que compõem a zona geotécnica 4 (ZG4), seguidos por areias por vezes siltosas com seixos dispersos, que são a zona geotécnica 3 (ZG3), lodos argilosos, argilas e argilas com areias, que representam a zona geotécnica 2 (ZG2), e areias médias a grosseiras, por vezes cimentadas em matriz argilosa, que constituem a zona geotécnica 1 (ZG1).

A zona geotécnica 5, trata-se quase na sua totalidade de materiais de aterro, apresentará um comportamento muito heterogéneo, não se considera ser a mais adequada como terreno de fundação.

A zona geotécnica 4 apresenta valores de SPT e PDSP muito baixos, considerando-se que pela fraca resistência e elevado teor em matéria orgânica, deve ser excluída como terreno de fundação.

A zona geotécnica 3, apresenta melhores características que as unidades anteriores, com valores de SPT entre 5 e 40 pancadas e valores de PDSP entre 25 kPa (PDSP2 aos 12,8 m) e 970 kPa (PDSP1 aos 21,8 m). Como apresenta uma elevada variação nos valores de resistência e por não apresentar um aumento progressivo de resistência em profundidade também não deve ser considerada como unidade de fundação.

A zona geotécnica 2, é constituído por solos argilosos, apresenta valores de SPT e PDSP desde baixos a elevados, uma vez que também apresenta uma grande dispersão de valores de resistência deve ser evitada com terreno de fundação.

A zona geotécnica 1, intersetada a profundidades a partir dos 26,0 m e dos 27,5 m, atingindo-se sempre a nega, tanto com ensaios SPT como com os ensaios PDSP, existe nesta unidade um aumento progressivo da resistência antes de se atingir a nega. Esta unidade possui características de suporte adequadas para ser utilizada como horizonte de fundação, considerando a realização de fundações profundas.

Os perfis geológico-geotécnicos interpretativos apresentados nas figuras 21 a 24, foram obtidos com base na realização dos trabalhos de prospeção, representam a distribuição das unidades geotécnicas, o zonamento geotécnico efetuado e constitui uma síntese da interpretação dos dados recolhidos no estudo. Uma vez que os ensaios são pontuais, deve ser tido em consideração a possibilidade de existirem pontos com características diferentes das descritas e interpretadas, pois existem variações de resistência com a profundidade e zonas menos resistentes intercaladas com zonas mais resistentes que podem não terem sido devidamente representadas nos perfis geológico-geotécnicos interpretativos.

Um aspeto de grande importância e que não é visível diretamente no local, é a permeabilidade do enchimento do vale, quer das aluviões, quer dos aterros, e da proximidade da albufeira do Açude-ponte do rio Mondego, que faz com que o nível freático no terreno seja totalmente dependente da cota da água existente na albufeira do Açude-Ponte.

Segundo Maranha das Neves et al., (1981) foram realizados ensaios de permeabilidade na fundação aluvionar do Açude de Coimbra, num aquífero arenoso permeável não confinado para condições de regime estacionário e não estacionário e

variações de condições de fronteira, quer por métodos analíticos, quer através do método dos elementos finitos confirmando correlações entre a permeabilidade *in situ* e as características granulométricas das areias.

Caso o projeto venha a contemplar a realização de caves abaixo do nível freático será necessário ter em atenção os valores da permeabilidade obtidos no local do Açude-Ponte.

Em nenhuma das 13 leituras realizadas nos 10 fissurómetros instalados se mediu qualquer movimento, pelo que as diversas fissuras podem ser atribuídas aos assentamentos diferenciais da fundação ocorridos no passado e que atualmente se encontram estabilizados.

O nível freático foi detetado aos 3,6 m de profundidade em todas as sondagens realizadas, pelo que deverá ser tido em conta para o dimensionamento e execução das fundações. A simples execução das fundações apenas com tempo seco e no verão não será suficiente devido à proximidade do terreno ao rio Mondego, pelo que será sensato a execução de ensaios de bombagem, de modo a obter uma caracterização da permeabilidade do terreno, e assim efetuar um dimensionamento adequado dos sistemas de bombagem e de rebaixamento.

O desmonte dos materiais aluvionares das várias zonas geotécnicas será possível com meios mecânicos (pás mecânicas e/ou baldes de escavadoras), podendo o maior problema ser a escavação abaixo do nível freático. A grandes profundidades pode vir a ser necessária a utilização pontual de martelos hidráulicos de elevada energia para a fragmentação da rocha correspondente ao firme rochoso que poderá ser encontrado a maiores profundidades.

## Parte 8 - Referências Bibliográficas

- Dias, H. (1978). Açude-Ponte de Coimbra – Cortina Delgada da Margem Direita. GEOTECNIA - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia
- Callapez, P. (2002). *Geologia e Estratigrafia do Baixo Mondego*. Obtido de <http://fossil.uc.pt/pags/geolestratbm.dwt>
- CIRIA Report 143 (1995) Construction Industry Reserach and Information Associatiion
- CEN. (2010). NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português Da Qualidade
- Cestari, F. (1991). Prove Geotechniche in sito. Segrate (Milano): Geo-graph
- Coelho, S. (1996). Tecnologia de fundações. Edições EPGE. Amadora
- Dias, H. (1978). Açude-Ponte de Coimbra – Cortina Delgada da Margem Direita. GEOTECNIA - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia
- Ferreira, M. Q. (1984). *Estudo de Maciços Terrosos de Fundações de Barragens*, Universidade Nova de Lisboa
- Ferreira, M. Q. (2019). Ground Penetration Radar in Geotechnics. Advantages and Limitations, IOP Conference Series: Earth and Environmental Science
- Ferreira, M. Q., Oliveira, M. A., Henriques, J. P., & Sá, M. P. (2011). *Estudo da Estabilidade das Margens do Mondego, entre o Parque Manuel Braga e o Açude-Ponte*. Coimbra
- Google Earth (2022) - Google Earth Pro
- Geotechnical Engineering - Field Testing. Parte 2:"Dynamic Probing" (2005). EN ISO 22476-2
- Geotechnical Engineering - Field Testing. Parte 3:"Standard Penetration Test") (2005). EN ISO 22476-3
- IPQ (2010) - NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos
- Kullberg, J. C.; Rocha, R. B.; Soares, A. F.; Rey, J.; Terrinha, P. e Callapez, P e Martins, L. (2006) - A Bacia Lusitaniana: Estratigrafia, Paleontologia e Tectónica. Geologia de Portugal no contexto da Ibéria, Universidade de Évora, 317-368

- Look, B. (2007) – “Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables”
- Maranha das Neves E. (1978). Aspectos Geotécnicos do Projecto do Açude-Ponte de Coimbra. GEOTECNIA 22 – Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia
- Maranha das Neves, E., Correia, R., Seco e Pinto, P. (1981). Ensaio de Permeabilidade na Fundação Aluvionar do Açude de Coimbra. GEOTECNIA 33 – Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Milititsky, J.; Schanaid, F. (1995). Uso do SPT em fundações – possibilidades e limitações. Avaliação crítica. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Tucumán, Argentina, v. 6
- Report 143 (1985) - "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and Use" - CIRIA (Construction Industry Research and Information Association)
- Soares, A. Ferreira, et al. (2007). “Carta Geológica de Portugal, na escala 1/50 000” Notícia Explicativa da Folha 19-D, Coimbra-Lousã”. INETI, Departamento de Geologia, Lisboa
- Wikipédia: A Enciclopédia Livre. (2022)
- 5ª edição da Carta Geológica de Portugal à escala 1:500 000 publicada pelos Serviços Geológicos de Portugal (1992)

## **Anexos**



## POÇO DE PROSPEÇÃO

Cliente: Critical Software

Nº: 1

Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)

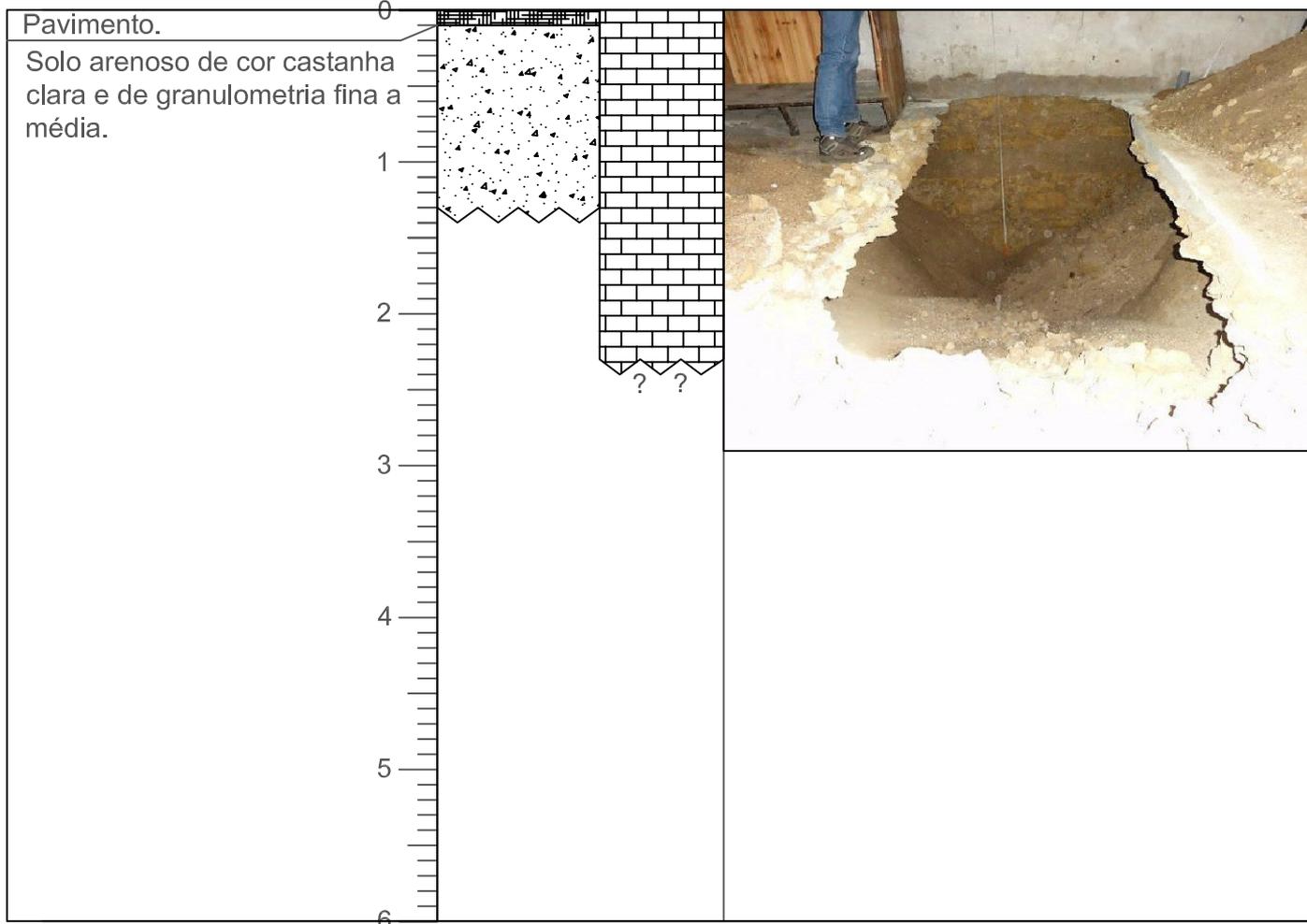
Refª: 19/19-R

Local: Coimbra

Profundidade do poço (m): 1,3

Descrição

(m)



**Observações:**

Executou:

Verificou:

Data: 2 de abril de 2019

## POÇO DE PROSPEÇÃO

Cliente: Critical Software

Nº: 2

Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)

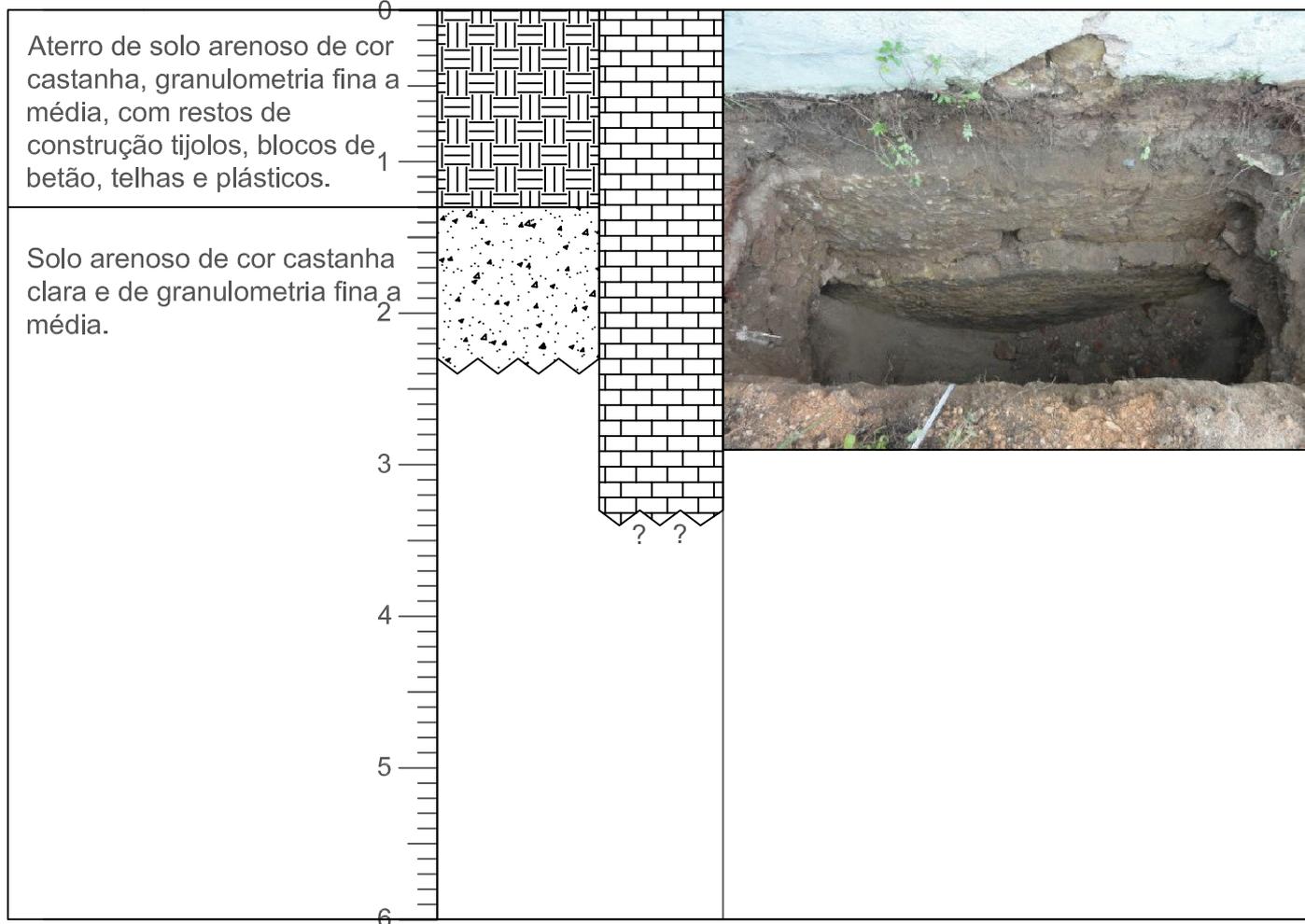
Refª: 19/19-R

Local: Coimbra

Profundidade do poço (m): 2,3

Descrição

(m)



**Observações:**

Executou:

Verificou:

Data: 2 de abril de 2019

## POÇO DE PROSPEÇÃO

Cliente: Critical Software

Nº: 3

Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)

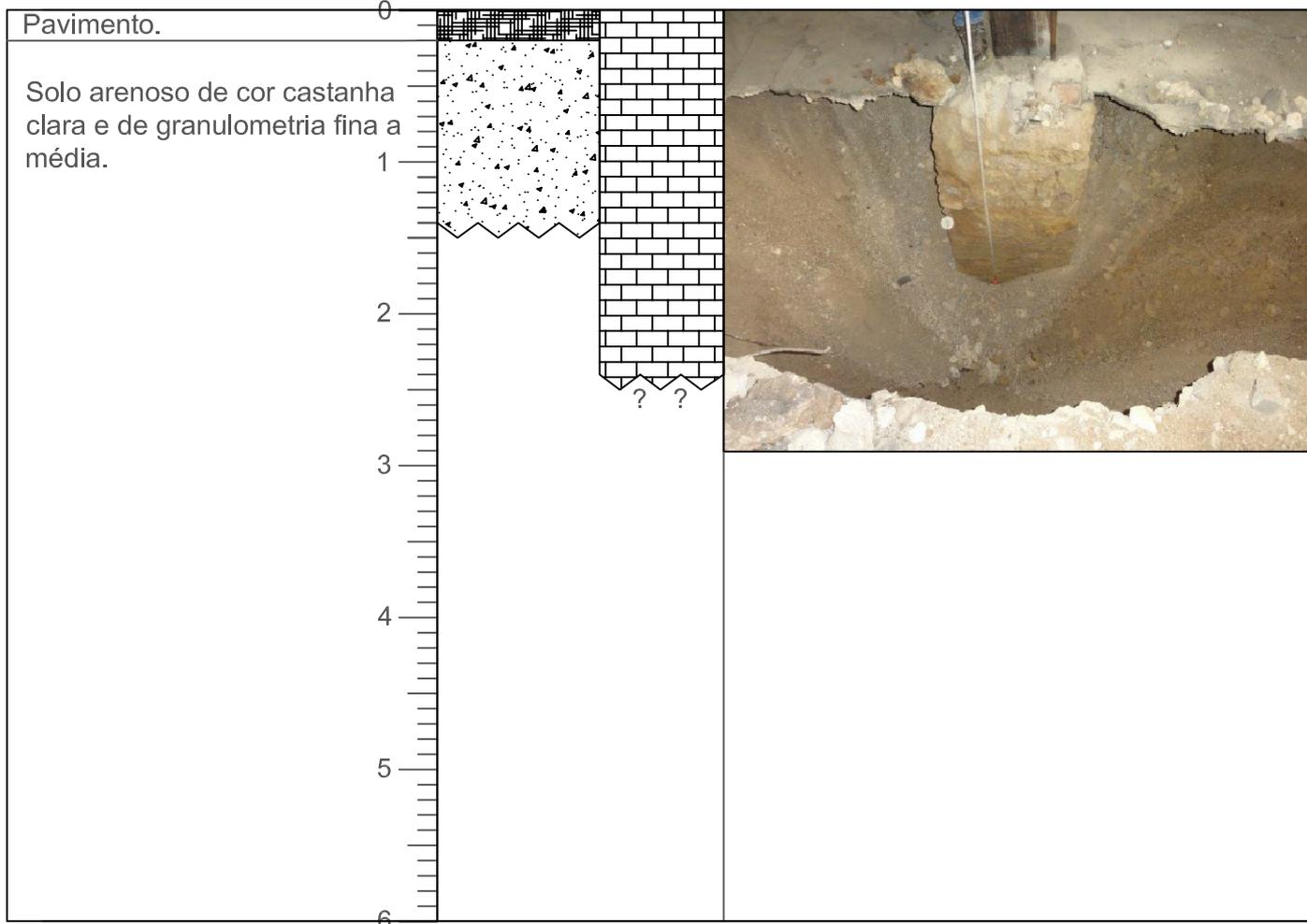
Refª: 19/19-R

Local: Coimbra

Profundidade do poço (m): 1,4

Descrição

(m)



**Observações:**

Executou:

Verificou:

Data: 2 de abril de 2019

## POÇO DE PROSPEÇÃO

Cliente: Critical Software

Nº: 4

Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)

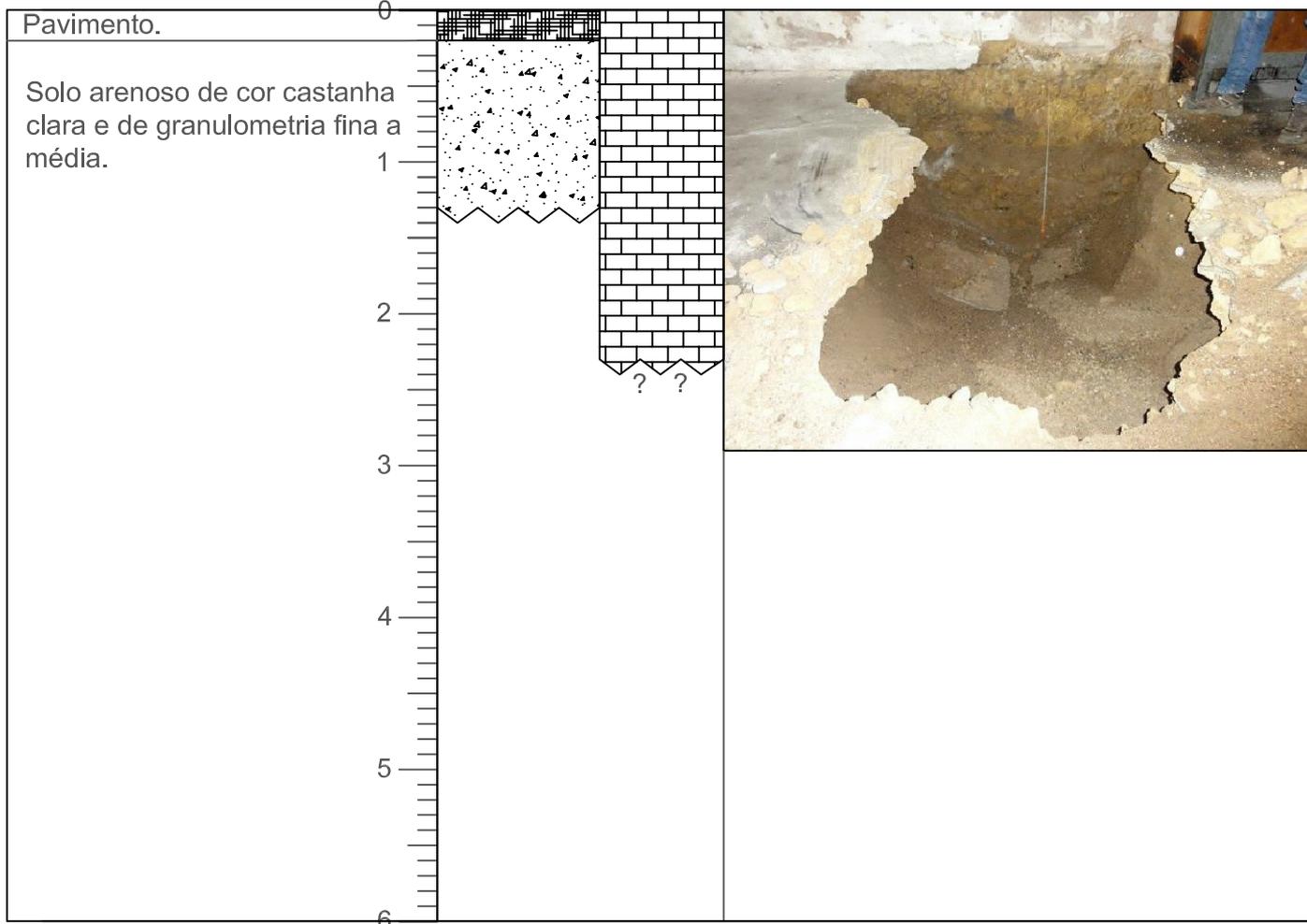
Refª: 19/19-R

Local: Coimbra

Profundidade do poço (m): 1,3

Descrição

(m)



**Observações:**

Executou:

Verificou:

Data: 2 de abril de 2019

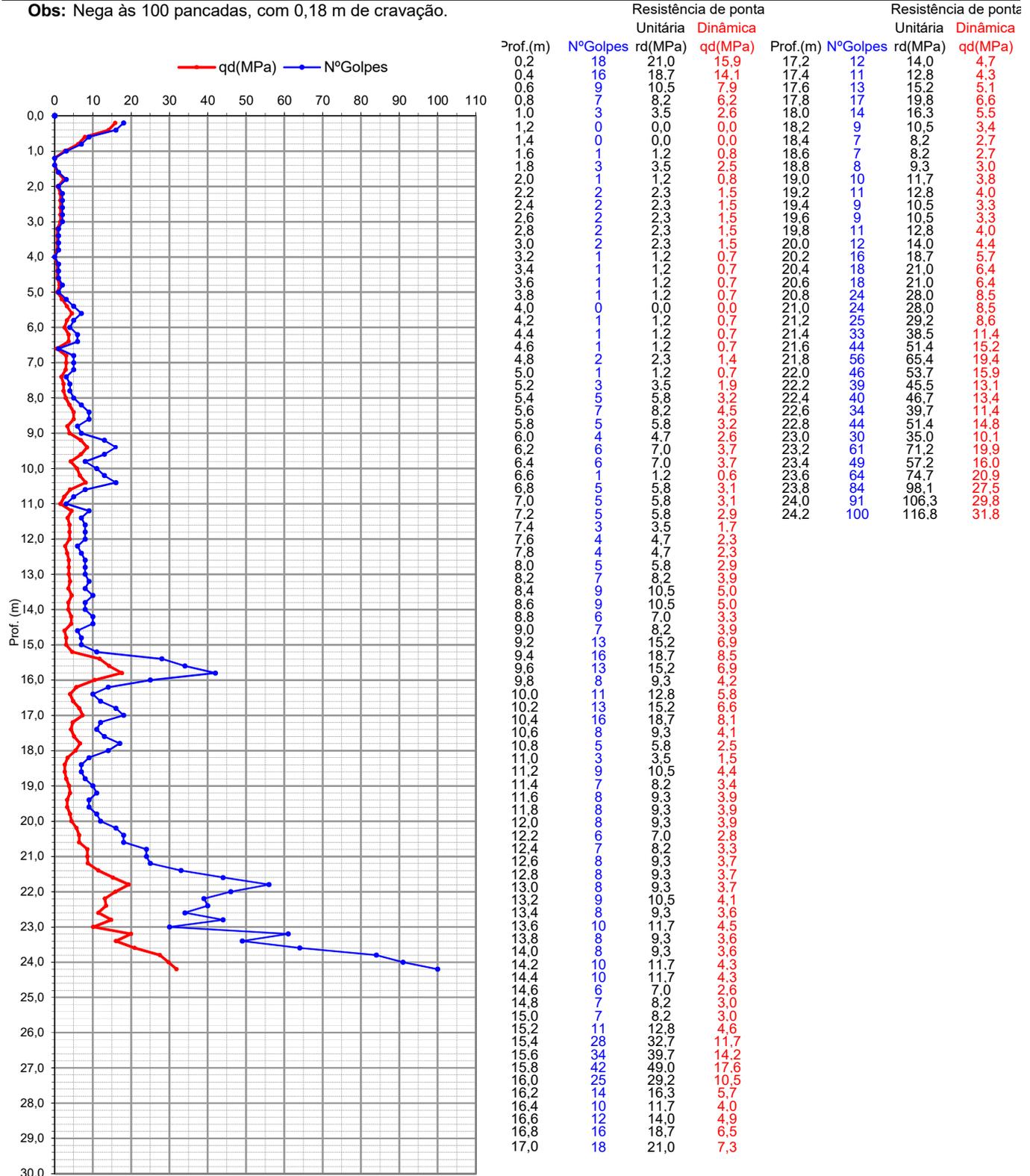


**PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO (PDSP)  
 EN ISO 22476-2:2005**

Cliente: Critical Software	Nº: 1
Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)	Refª: 18/87-R
Local: Coimbra	Comprimento do ensaio (m): 24,2

Massa do martelo (kg): 63,5	Avanço unitário (m): 0,2
Massa do batente+vara guia (kg): 6,7	Altura de queda do martelo (m): 0,75
Massa da vara (kg): 6,2	Massa da ponteira (kg): 1,56
Fabricante / Modelo: Pagani / TG 73-200	Área na base da ponteira (cm <sup>2</sup> ): 20

**Obs:** Negra às 100 pancadas, com 0,18 m de cravação.



Executou:

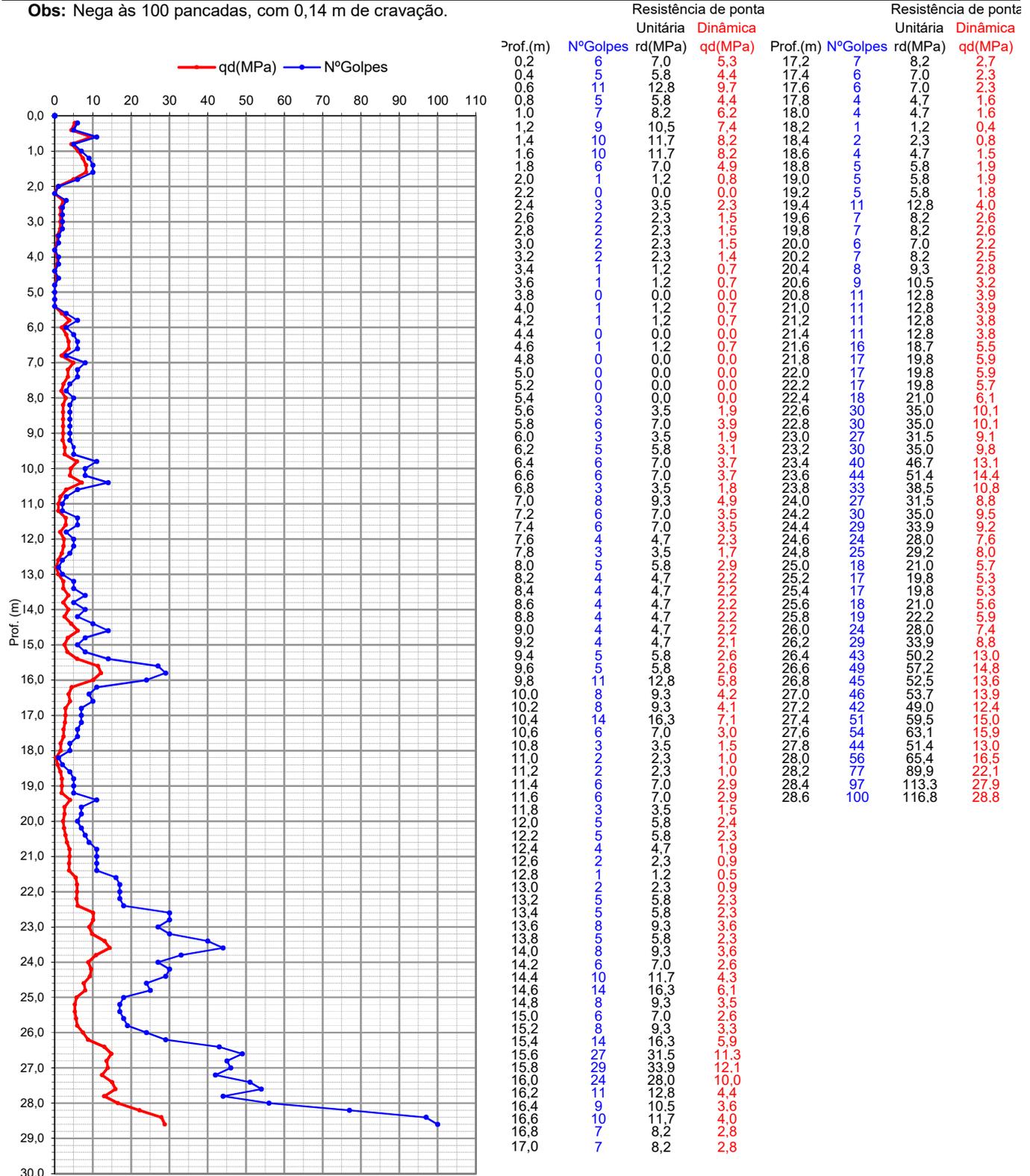
Data: 5 de dezembro de 2018

**PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO (PDSP)**  
 EN ISO 22476-2:2005

Cliente: Critical	Nº: 2
Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)	Refª: 18/87-R
Local: Coimbra	Comprimento do ensaio (m): 28,6

Massa do martelo (kg): 63,5	Avanço unitário (m): 0,2
Massa do batente+vara guia (kg): 6,7	Altura de queda do martelo (m): 0,75
Massa da vara (kg): 6,2	Massa da ponteira (kg): 1,56
Fabricante / Modelo: Pagani / TG 73-200	Área na base da ponteira (cm <sup>2</sup> ): 20

**Obs:** Negra às 100 pancadas, com 0,14 m de cravação.



Executou:

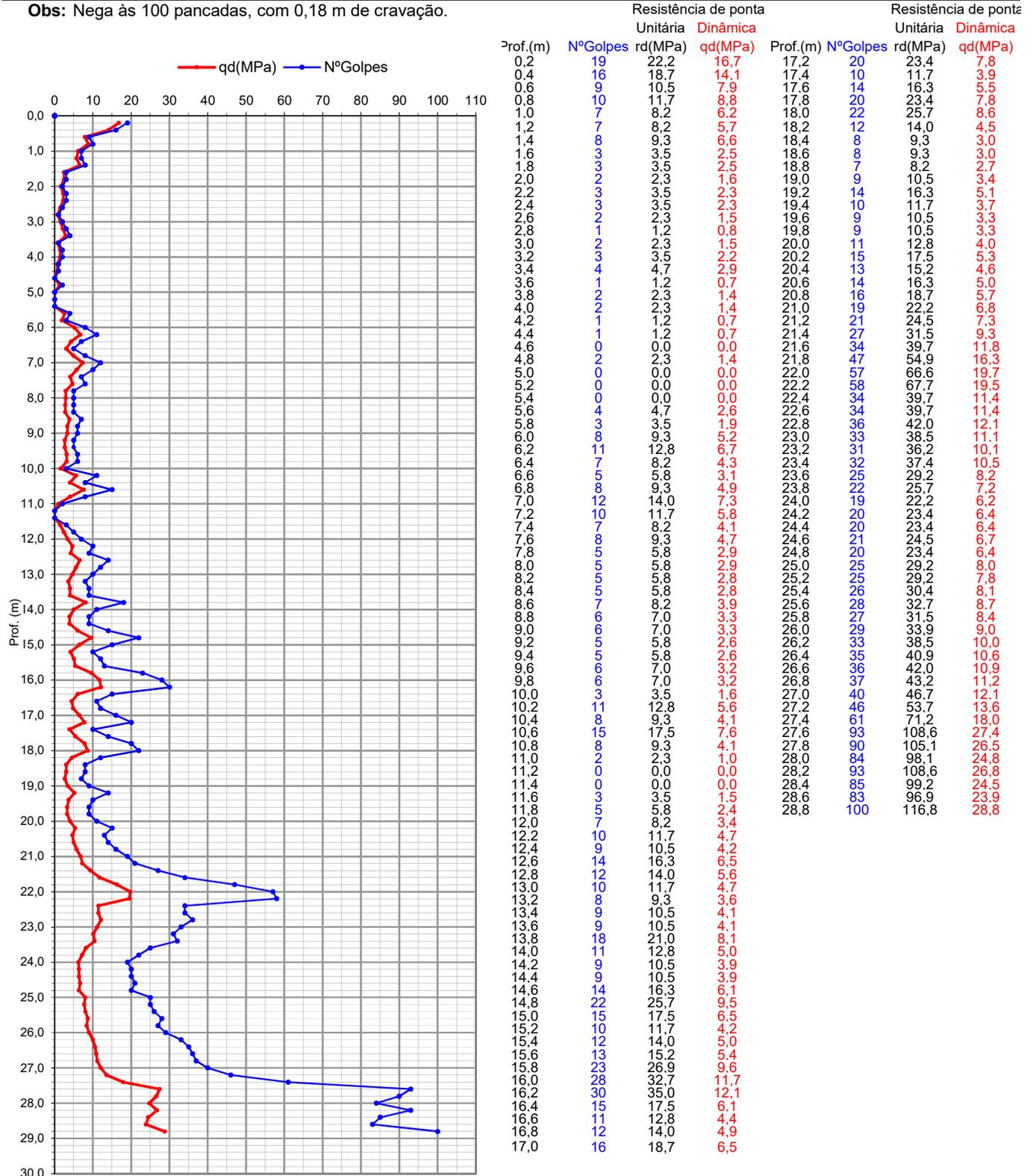
Data: 5 de dezembro de 2018

**PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO (PDSP)**  
 EN ISO 22476-2:2005

Cliente: Critical	Nº: 3
Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)	Refª: 18/87-R
Local: Coimbra	Comprimento do ensaio (m): 28,8

Massa do martelo (kg): 63,5	Avanço unitário (m): 0,2
Massa do batente+vara guia (kg): 6,7	Altura de queda do martelo (m): 0,75
Massa da vara (kg): 6,2	Massa da ponteira (kg): 1,56
Fabricante / Modelo: Pagani / TG 73-200	Área na base da ponteira (cm <sup>2</sup> ): 20

**Obs:** Negá às 100 pancadas, com 0,18 m de cravação.



Executou:

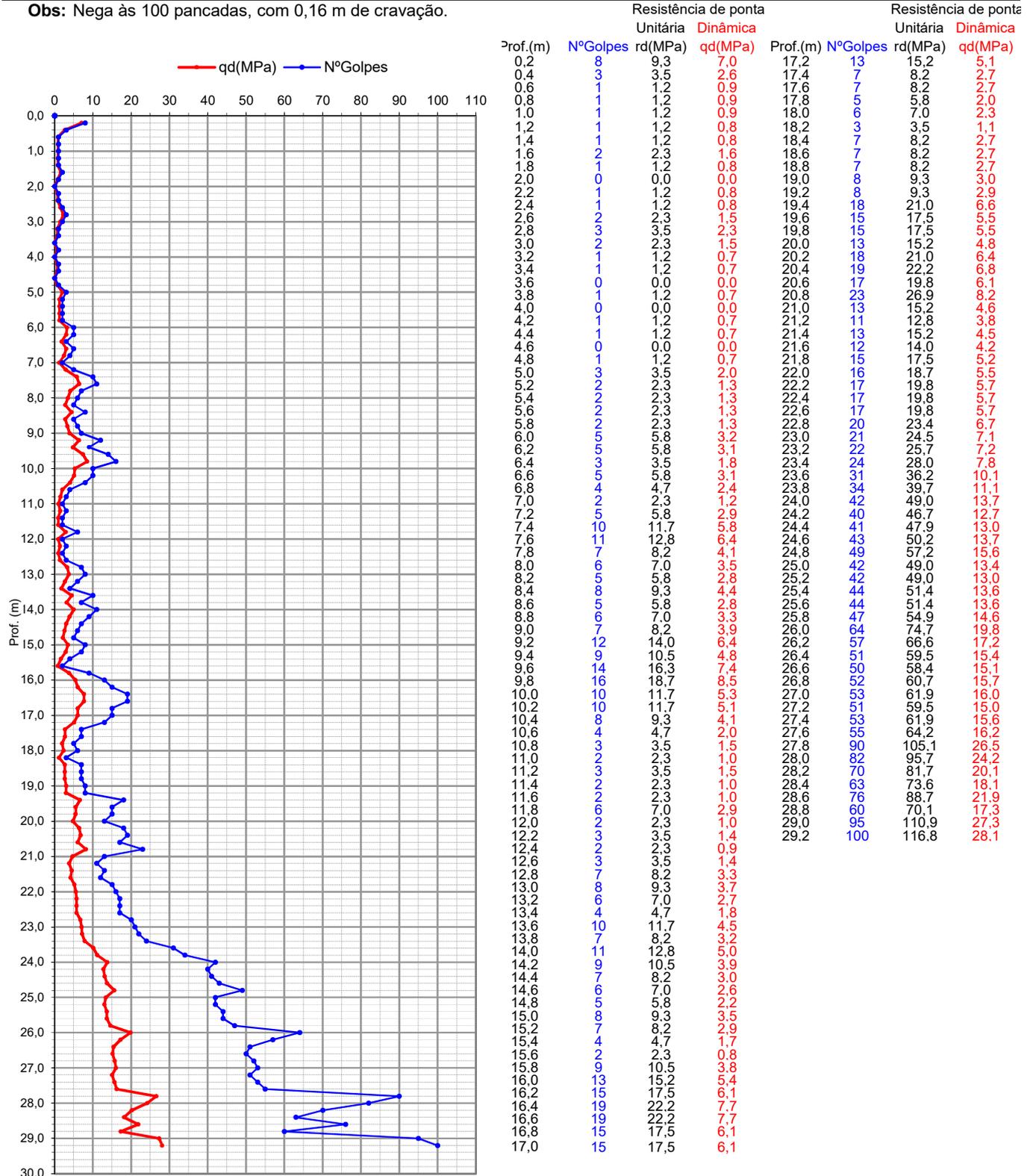
Data: 6 de dezembro de 2018

## PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO (PDSP) EN ISO 22476-2:2005

Cliente: Critical	Nº: 4
Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)	Refª: 18/87-R
Local: Coimbra	Comprimento do ensaio (m): 29,2

Massa do martelo (kg): 63,5 Massa do batente+vara guia (kg): 6,7 Massa da vara (kg): 6,2 Fabricante / Modelo: Pagani / TG 73-200	Avanço unitário (m): 0,2 Altura de queda do martelo (m): 0,75 Massa da ponteira (kg): 1,56 Área na base da ponteira (cm <sup>2</sup> ): 20
---	---

**Obs:** Negra às 100 pancadas, com 0,16 m de cravação.



Executou:

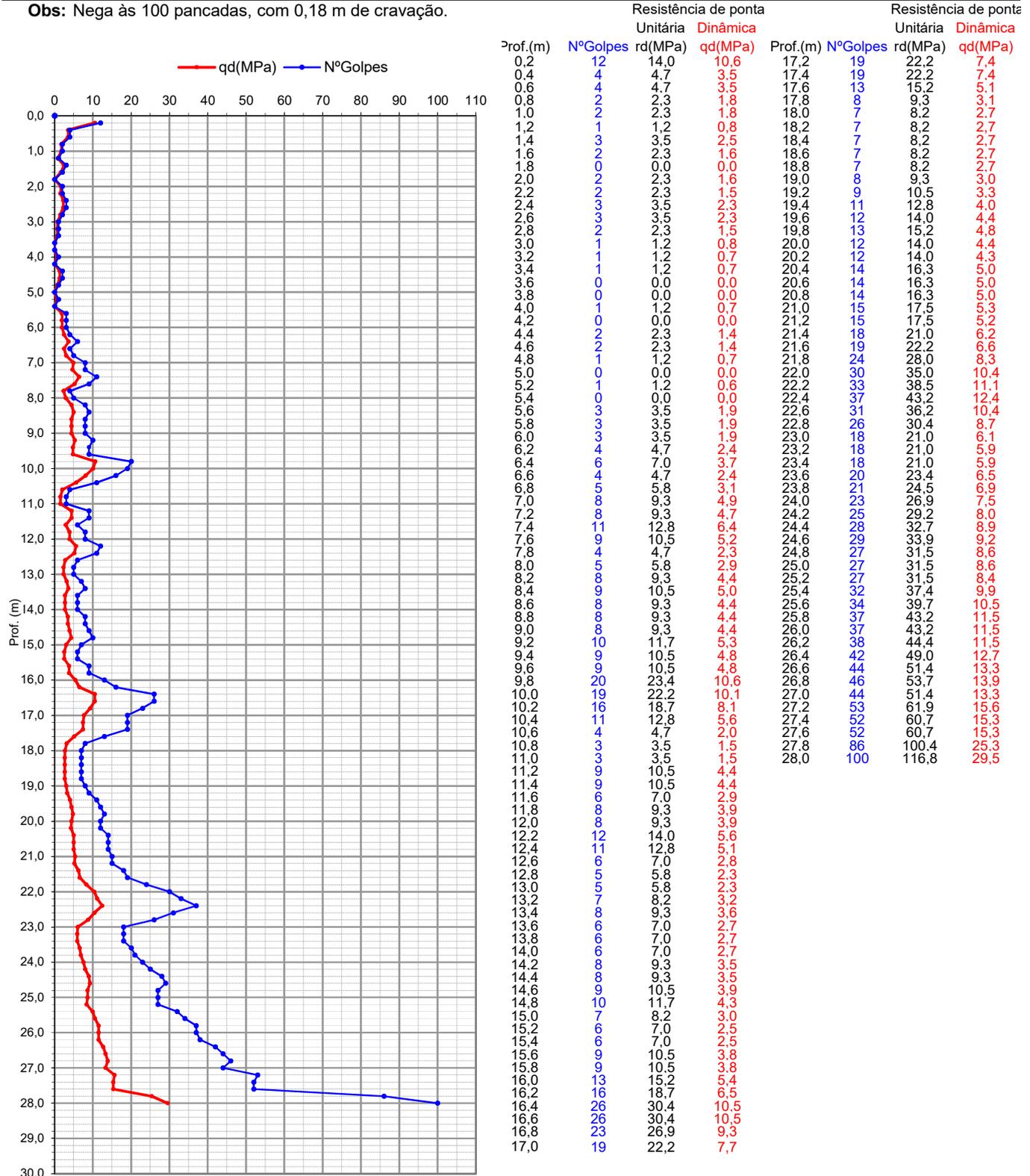
Data: 12 de dezembro de 2018

**PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO (PDSP)**  
 EN ISO 22476-2:2005

Cliente: Critical	Nº: 5
Obra: Nova sede da Critical Software (antigo edifício da Coimbra Editora)	Refª: 18/87-R
Local: Coimbra	Comprimento do ensaio (m): 28,0

Massa do martelo (kg): 63,5	Avanço unitário (m): 0,2
Massa do batente+vara guia (kg): 6,7	Altura de queda do martelo (m): 0,75
Massa da vara (kg): 6,2	Massa da ponteira (kg): 1,56
Fabricante / Modelo: Pagani / TG 73-200	Área na base da ponteira (cm <sup>2</sup> ): 20

**Obs:** Negá às 100 pancadas, com 0,18 m de cravação.



Executou:

Data: 13 de dezembro de 2018