



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

Luís Filipe Monteiro Pereira

# ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE DOIS SOLOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO

Dissertação no âmbito do mestrado em Geociências, área de especialização de Recursos Geológicos orientada pelo Professor Doutor Fernando José Forte Garrido Branco e pelo Professor Doutor Pedro Gomes Cabral Santarém Andrade e apresentada ao Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra

Junho de 2021

# Agradecimentos

As minhas primeiras palavras de agradecimento vão para todos os que contribuíram, de uma forma ou de outra, para que eu iniciasse e terminasse este trabalho.

Não posso, no entanto, deixar de particularizar e salientar o contributo importantíssimo de algumas pessoas.

Assim, queria agradecer aos meus orientadores, Fernando Branco e Pedro Santarém Andrade, pelo acompanhamento, paciência e incentivo. Espero que este trabalho não vos desiluda.

Queria também agradecer ao Professor Paulo da Venda Oliveira, pelo apoio e pela ajuda imensurável no desenrolar desta dissertação. Considerá-lo-ei sempre como orientador deste trabalho. Também a si espero não desiludir.

Queria agradecer também à Ana Neves e ao José António, pela ajuda na execução dos ensaios em laboratório. Foram uma ajuda preciosa e sem vocês teria sido mais difícil.

À minha família de sangue e por afinidade, por me ajudarem a manter no rumo certo ao longo de tempos que nem sempre foram fáceis.

À Francisca e Maria Flor, pela alegria e amor infinitos que trouxeram, e também pelo sentido de responsabilidade que só os filhos conseguem inculcar nos pais.

Aos meus pais, pela educação e carácter, pelo amor que nunca faltou, e também pelo sentido de responsabilidade que só os pais conseguem inculcar nos filhos.

Ao Fernando, ao Godinho, ao Mendes, ao André, Nelo e Diogo, e todos os meus amigos próximos, pela amizade e por estarem lá quando foi preciso.

À Sónia, por partilhar esta vida comigo.



## RESUMO

O solo é o material natural de construção mais abundante na natureza e é muitas vezes detentor de propriedades excelentes que o tornam apetecível enquanto material de construção: é resistente, esteticamente agradável, plástico, e tem um baixo custo.

No entanto, alguns solos, devido a fatores tais como a granulometria, a mineralogia ou a presença de matéria orgânica, não podem ser utilizados em determinadas aplicações. Há, assim, que optar entre transportar solo mecanicamente capaz de outro local, ou melhorar a qualidade do solo existente no local.

Neste trabalho estudou-se o processo de melhoria de solos através da estabilização com cimento Portland, algo que pode reduzir significativamente a parcela do orçamento da obra inerente ao transporte de um solo naturalmente competente desde um local distante.

A estabilização de solos com cimento Portland modifica-lhes as propriedades através de processos físico-químicos que ocorrem entre os grãos do solo e o cimento, promovendo a formação de um esqueleto que envolve os grãos e favorece as ligações entre estes.

Com este trabalho pretendia-se avaliar a influência do teor em água, de ligante, e da quantidade de finos no comportamento mecânico da mistura solo-cimento, através da realização de ensaios de compressão uniaxial simples e diametral.

Concluiu-se que o comportamento mecânico melhorou com o tempo de cura dos provetes e com o aumento do teor de ligante. Definiu-se uma razão entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão uniaxial simples. Determinou-se que existe um teor em água “ótimo” que permite obter um comportamento mecânico mais competente.

Concluiu-se que existe uma razão água/cimento ( $w/c$ ) “ótima” para cada teor de ligante, e que esta tende a diminuir com o aumento deste último.

A adição de finos melhorou o comportamento mecânico dos provetes preparados com excesso de água, possibilitando um maior número de ligações cimentícias entre as partículas de solo.

Palavras-chave: solo-cimento, estabilização, comportamento mecânico.



# ABSTRACT

Soil is the most abundant natural building material in nature and often has properties that make it attractive for use in construction due to its strength, pleasant aesthetic appearance, plasticity and low cost.

Nevertheless, not all soils can be used in construction. Some, due to properties such as grain size, mineralogy or the presence of organic matter, are not, by their own, mechanically competent. There is, thus, a choice to make between transporting a mechanically competent soil from another location, or improving the quality of the soil existing at that location.

In this work, the improvement of soil properties through stabilization with Portland cement was studied, which can significantly reduce the budget parcel associated with the transport of naturally competent soil from a distant location.

Soil stabilization with Portland cement modifies its properties through physicochemical processes that occur between soil grains and cement, promoting the formation of a skeleton that binds and envelops the grains, strengthening the soil.

This work aimed to evaluate the influence of water content, binder content, and the amount of fines on the mechanical behavior of the soil-cement mixture, through unconfined compressive strength tests and split tensile strength tests.

It was possible to conclude that the mechanical behavior improved with the increase of the curing time and binder content. A ratio between the tensile strength and the unconfined compressive strength was defined. It was determined that there is an “optimum” water content that results in a more competent mechanical behavior.

It was concluded that there is an optimum water/cement ( $w/c$ ) ratio for each binder content, and that it tends to decrease with the increase of the latter.

The addition of fines improved the mechanical behavior of specimens prepared with excess of water, permitting a greater number of cementitious bonds between soil particles.

Keywords: soil-cement, stabilization, mechanical behavior.



# Índice

Agradecimentos .....	I
RESUMO .....	III
ABSTRACT .....	V
Figuras .....	XI
Tabelas.....	XVI
Simbologia .....	XVIII
Siglas e Abreviaturas .....	XX
1– Introdução .....	1
1.1 – Relevância do estudo .....	1
1.2 – Objetivos da dissertação .....	4
1.3 – Organização da dissertação.....	5
2- Solo-cimento .....	6
2.1 – Primeiras aplicações .....	6
2.2 – Materiais utilizados .....	8
2.2.1 - Solo .....	8
2.2.2 – Cimento Portland.....	10
2.2.3 – Água .....	12
2.2.4 – Adições.....	12
2.2.5 – Matéria Orgânica .....	13
2.3 – Estado da arte.....	13
2.3.1 – Principais aplicações da mistura solo-cimento .....	13
2.3.1.1 – Pavimentos.....	13
2.3.1.2 – Proteção de taludes.....	15
2.3.1.3 – Camadas de impermeabilização (liners).....	17
2.3.1.4 – Fundações.....	19
2.3.1.5 – Habitações.....	21
3- Programa Experimental .....	24
3.1 – Considerações <i>iniciais</i> .....	24
3.2 – Recolha de amostras .....	27
3.2.1 – Solo_Coimbra.....	27
3.2.2 – Solo_Leiria.....	29
3.2.2.1 – Enquadramento geológico do local de recolha do Solo_Leiria.....	30



3.3 – <i>Identificação e caracterização dos solos</i> .....	32
3.3.1 – <i>Análise granulométrica</i> .....	33
3.3.2 – <i>Limites de consistência</i> .....	34
3.3.3 – <i>Ensaio de compactação</i> .....	34
3.3.3.1 – <i>Compactação dos provetes (Fase 1)</i> .....	39
3.3.3.1.1 – <i>Compactação pesada</i> .....	41
3.3.3.1.2 – <i>Compactação leve</i> .....	42
3.3.3.2 – <i>Preparação dos provetes (Fase 2)</i> .....	43
3.3.3.3 – <i>Apiloamento</i> .....	43
3.3.4 – <i>Ensaio de CBR (California Bearing Ratio)</i> .....	43
3.4 – <i>Difração de Raios X</i> .....	44
3.5 – <i>Classificação dos solos</i> .....	48
3.5.1 – <i>Especificação LNEC E 240 – 1970 - “Solos. Classificação para fins rodoviários”</i> .....	48
3.5.2 – <i>Classificação Unificada dos solos</i> .....	48
3.6 – <i>Resistência Mecânica</i> .....	50
3.6.1 – <i>Preparação dos provetes (Fase 1)</i> .....	50
3.6.2 – <i>Armazenamento e compressão dos provetes</i> .....	52
3.6.3 – <i>Compressão simples</i> .....	52
3.6.4 – <i>Compressão diametral</i> .....	53
4- <i>Análise e Discussão dos resultados</i> .....	56
4.1 – <i>Análise granulométrica</i> .....	56
4.1.2 - <i>Solo_Coimbra</i> .....	56
4.1.3 – <i>Solo_Leiria</i> .....	58
4.2 - <i>Limites de Consistência</i> .....	59
4.2.1 – <i>Solo_Coimbra</i> .....	59
4.2.2 – <i>Solo_Leiria</i> .....	59
4.3 – <i>Ensaio de compactação</i> .....	60
4.3.1 – <i>Solo_Coimbra</i> .....	60
4.3.2 – <i>Solo_Leiria</i> .....	61
4.3.3 – <i>Comparação do peso volúmico seco máximo do solo não ligado com as diferentes misturas</i> .....	62
4.4 – <i>Ensaio de CBR</i> .....	63
4.5 – <i>Difração de Raios X</i> .....	64
4.5.1 – <i>Solo_Coimbra</i> .....	64
4.5.2 – <i>Solo_Leiria</i> .....	65
4.5.3 – <i>Argila (adicionada ao Solo_Leiria)</i> .....	66

4.6 – <i>Classificação dos solos</i> .....	67
4.6.1 – <i>Especificação LNEC E 240 – 1970-- “Solos. Classificação para fins rodoviários”</i> .....	67
4.6.2 – <i>Classificação Unificada dos solos</i> .....	68
4.7 – <i>Resistência Mecânica</i> .....	69
4.7.1 - <i>Análise da influência da deformação axial nos resultados</i> .....	69
4.7.2 – <i>Análise dos ensaios de UCS ao solo não tratado.</i> .....	74
4.7.3 – <i>Efeito do teor em água na resistência à compressão</i> .....	76
4.7.4 – <i>Efeito do teor em cimento na resistência à compressão</i> .....	80
4.7.5 – <i>Efeito da adição de finos na resistência à compressão</i> .....	85
4.7.6 – <i>Comparação dos resultados UCS do solo não estabilizado com as diferentes misturas.</i> 90	
4.7.7 – <i>Relação entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão simples</i> .....	92
5- <i>Conclusões</i> .....	94
5.1 – <i>Ensaio de compressão simples</i> .....	95
5.1.1 – <i>Influência do teor em água</i> .....	95
5.1.2 – <i>Influência do teor em cimento</i> .....	95
5.2 – <i>Ensaio de compressão diametral</i> .....	96
5.2.1 – <i>Influência do teor em água</i> .....	96
5.2.2 – <i>Influência do teor em cimento</i> .....	96
5.3 – <i>Trabalhos futuros</i> .....	96
Bibliografia.....	99
ANEXO A – <i>Características dos provetes</i> .....	98
ANEXO B – <i>Picos difratométricos</i> .....	106



# Figuras

<b>Figura 1</b> - Curva de crescimento mínimo da Resistência Mecânica à Compressão em função do Tempo de Cura ( Cimento CEM II/B-L 32,5N), (Cimpor, 2011).....	11
<b>Figura 2</b> - Pormenor da aplicação de solo-cimento na A16. Fonte: <a href="http://www.cimpor.com/artigo.aspx?lang=pt&amp;id_object=1208&amp;name=Solo---cimento-no-IC16">http://www.cimpor.com/artigo.aspx?lang=pt&amp;id_object=1208&amp;name=Solo---cimento-no-IC16</a> (acesso em 03/12/2020).....	15
<b>Figura 3</b> - Exemplo de uma aplicação de proteção em escadaria (stairstep slope protection) (USBR, 2013).....	16
<b>Figura 4</b> - Exemplo de uma aplicação mista. No topo, proteção em escadaria, e em baixo, uma camada paralela à face do talude (Richards e Hadley, 2006). ....	17
<b>Figura 5:</b> Vista em planta da implementação de barreiras verticais no Mosteiro de Santa Clara-a-Velha (Carreto et al., 2016). ....	18
<b>Figura 6</b> - Evolução da resistência de ponta ( $q_c$ ) em função da profundidade. A negro apresenta-se a curva do solo natural, enquanto que a castanho, a do solo tratado com cimento (Sales, 1998), com ênfase na diferença entre a camada tratada e a não tratada com cimento, entre os 1,2 e 1,9 metros de profundidade. ....	20
<b>Figura 7</b> - Evolução do assentamento (recalque, em mm) função da carga aplicada em ensaios de carga em placa. A curva mais à esquerda é a do solo natural (Sales, 1998).....	21
<b>Figura 8</b> - Casa construída com tijolos de solo-cimento (retirado de: <a href="https://veena-constructions.business.site/">https://veena-constructions.business.site/</a> , acedido em 23/02/2021).....	22
<b>Figura 9</b> - Hotel construído com solo-cimento (Lima, 2006).....	22
<b>Figura 10</b> - Prensa de tijolos de solo-cimento manual, à esquerda (retirada de: <a href="https://megaarquivo.wordpress.com/2012/05/31/6052-a-maquina-de-fazer-tijolos-sec-19/">https://megaarquivo.wordpress.com/2012/05/31/6052-a-maquina-de-fazer-tijolos-sec-19/</a> , acedido em 23/02/2021), e hidráulica, à direita (retirada de: <a href="https://www.jarfel.com.br/maquinas/tijolos-ecologicos-solo-cimento/prensa-profissional-hm.php">https://www.jarfel.com.br/maquinas/tijolos-ecologicos-solo-cimento/prensa-profissional-hm.php</a> , acedido em 23/02/2021). ....	23
<b>Figura 11</b> - Pormenor do processo de secagem ao ar do Solo_Coimbra.....	28
<b>Figura 12</b> - Local onde o Solo_Leiria foi recolhido. ....	29
<b>Figura 13</b> - Pormenor do processo de secagem ao ar do Solo_Leiria.....	30
<b>Figura 14</b> - Pormenor de afloramento do Miocénico b) Pormenor de afloramento do Pliocénico.....	31
<b>Figura 15</b> - Excerto da Folha 23-C (Leiria), da carta geológica de Portugal à escala 1:50000 (Teixeira et al., 1968). ....	32
<b>Figura 16</b> - Curva de compactação de um solo (Santos, 2008). ....	35

<b>Figura 17</b> - Exemplos de saltitão (à esquerda, ) e placa compactadora (à direita). Imagens retiradas do website: <a href="https://cepcar.wixsite.com/cepcar/compactao">https://cepcar.wixsite.com/cepcar/compactao</a> , consultado em 23/02/2021).....	38
<b>Figura 18</b> - Exemplos de cilindros compactadores. À esquerda, um monocilindro (retirado de: <a href="https://www.directindustry.com/pt/prod/ammann/product-41134-1127687.html">https://www.directindustry.com/pt/prod/ammann/product-41134-1127687.html</a> , acedido em 23/02/2021), e à direita, um cilindro tandem (retirado de: <a href="https://dynapac.com/en/products/compaction/cc142">https://dynapac.com/en/products/compaction/cc142</a> , acedido em 23/02/2021).....	39
Figura 19 - a) solo; b) solo homogeneizado com cimento; c) adição da água, já na misturadora. ....	41
Figura 20 - a) Proвете após compactação e retificação; b) Provetes nos sacos plásticos. ...	42
Figura 21 - Cápsulas para aferição do teor em água, em processo de arrefecimento antes da pesagem seca. ....	42
Figura 22 - Pormenor da compactação com apiloamento.....	43
<b>Figura 23</b> - Tipos de sistemas cristalinos (retirado de (Atencio & Azzi, 2018))......	45
<b>Figura 24</b> - Redes de Bravais (adaptado de (García et al, 2018))......	46
<b>Figura 25</b> - Exemplo de difratómetro de Raios X ( <i>retirado de</i> (retirado de Callister and Rethwisch, 2007))......	47
<b>Figura 26</b> - a) solo; b) solo homogeneizado com cimento; c) adição da água, já na misturadora. ....	51
<b>Figura 27</b> - a) Desmoldagem de um provete, recorrendo a um macaco hidráulico; b) Proвете após desmoldagem. ....	52
<b>Figura 28</b> - a) Pormenor do ensaio de compressão simples; b) Proвете após rotura. ....	53
<b>Figura 29</b> - a) Pormenor do ensaio de compressão diametral; b) Proвете após rotura.....	54
Figura 30 - Distribuição granulométrica do Solo_Coimbra (especificação LNEC E 239 – 1970). ....	56
Figura 31 - Distribuição granulométrica do Solo_Coimbra (granulómetro laser). ....	57
<b>Figura 32</b> – Curva de frequência dimensional do Solo_Coimbra (granulómetro laser)......	57
Figura 33 - Distribuição granulométrica do Solo_Leiria (granulómetro laser)......	58
<b>Figura 34</b> – Curva de frequência dimensional do Solo_Leiria (granulómetro laser). ....	59
<b>Figura 35</b> – Demonstração das tentativas goradas de realização do ensaio de determinação dos limites de Atterberg. ....	60
<b>Figura 36</b> - Representação gráfica das curvas de compactação do Solo_Coimbra. ....	60
<b>Figura 37</b> - Representação gráfica da curva de compactação do Solo_Leiria.....	61
<b>Figura 38</b> – Peso volúmico dos provetes moldados com solo estabilizado (compactados) e Proctor do solo não estabilizado.....	62

<b>Figura 39</b> - Peso volúmico seco dos provetes preparados com 10% de argila para ensaio de compressão simples (à esquerda) e diametral (à direita) aos 7 e aos 28 dias (Solo_Leiria).	63
<b>Figura 40</b> – Equipamento utilizado no ensaio CBR, situado no laboratório de pavimentos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. ....	64
<b>Figura 41</b> – Difratoograma do Solo_Coimbra.....	65
<b>Figura 42</b> – Difratoograma do Solo_Leiria. ....	66
<b>Figura 43</b> – Difratoograma da argila adicionada ao Solo Leiria.....	67
<b>Figura 44</b> - Curvas tensão-extensão axial dos ensaios UCS dos provetes preparados com três metodologias de compactação. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; 1 – Provete 1; 2 – Provete 2.....	69
<b>Figura 45</b> – Diferença de áreas (%), entre a secção transversal corrigida considerando a extensão axial, e a secção inicial. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; 1 – Provete 1; 2 – Provete 2.....	70
<b>Figura 46</b> – Curva que evidencia a diferença entre as tensões obtidas aplicando a correção da área considerando a extensão axial, e as tensões obtidas utilizando a secção transversal inicial, função da diferença entre áreas. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; 1 – Provete 1; 2 – Provete 2.....	71
<b>Figura 47</b> - Resistência à compressão simples (esquerda) e compressão diametral (direita) aos 7 e aos 28 dias, do Solo_Coimbra, com evolução geral positiva das tensões, dos 7 dias para os 28 dias de idade. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias. ....	73
<b>Figura 48</b> – Curvas Tensão ( $q_u$ )-Extensão Axial ( $\epsilon_a$ ) dos ensaios UCS realizados a dois provetes do Solo_Leiria não estabilizado. ....	74
<b>Figura 49</b> – Diferença de áreas (%), entre a secção transversal corrigida considerando a extensão axial, e a secção inicial, em dois provetes do Solo_Leiria não estabilizado.....	75
<b>Figura 50</b> - Curva que evidencia a diferença entre as tensões obtidas aplicando a correção da área considerando a extensão axial, e as tensões obtidas utilizando a secção transversal inicial, função da diferença entre áreas. ....	76
<b>Figura 51</b> – Evolução da resistência à compressão simples (CS) em função do teor em água para vários teores de cimento (C): a) 6%; b) 8%; c) 10%; d) 12%, e) 14%. Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respetivamente.....	77
<b>Figura 52</b> - Evolução da resistência à compressão diametral (CD) para os vários teores de cimento (C), função do teor em água: a) 6%; b) 8%; c) 10%; d) 12%, e) 14% de teor de cimento.	

Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respectivamente.....	79
<b>Figura 53</b> – Representação dos resultados de resistência à compressão simples vs razão a/c (figuras a) e b)), e representação dos resultados de resistência à compressão diametral vs razão a/c (figuras c) e d)), evidenciando os picos intermédios “ótimos” para cada teor de ligante. ....	80
<b>Figura 54</b> - Evolução da resistência à compressão simples (CS) em função do teor de cimento para vários teores em água (H),: a) 7%; b) 9%; c) 11%; d) 13%, e) 15%. Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respectivamente. Exemplo: “7H_CS_7D” – Provetes preparados com 7% de teor de água (7H), ensaiados à compressão simples (CS), aos 7 dias de idade (7D). ....	81
<b>Figura 55</b> – Comparação de resultados do ensaio UCS com o trabalho de Anunciação (2020), marcados a cor de laranja e com a sigla GA. À esquerda, resultados dos teores de cimento compreendidos entre 8% e 10%, à direita os resultados dos teores de cimento compreendidos entre 12% e 14%.....	82
<b>Figura 56</b> - Evolução da resistência à compressão diametral (CD) em função do teor de cimento para vários teores em água (H): a) 7%; b) 9%; c) 11%; d) 13%, e) 15%. Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respectivamente. Exemplo: “7H_CD_7D” – Provetes preparados com 7% de teor de água (7H), ensaiados à compressão diametral (CD), aos 7 dias de idade (7D).....	84
<b>Figura 57</b> – Comparação de resultados deste estudo (a verde), com Goulart (2020), (a amarelo). Determinação da resistência à compressão diametral. Exemplo: “CD_13H_10C_7D” – Provete ensaiado à compressão diametral (CD), preparado com 10% de cimento (10C), aos 28 dias de idade (28D). ....	85
<b>Figura 58</b> – Efeito da adição de argila no comportamento mecânico. a) ensaios de compressão simples (CS); b) ensaios de compressão diametral (CD). Exemplo: “10C_11H_CS_28D” – Provete preparado com 10% de cimento (10C), com 11% de teor de água (11H), ensaiado à compressão simples (CS), aos 28 dias de idade (28D). ....	86
<b>Figura 59</b> – Perda de água (%) dos provetes com (a laranja e iniciados com “ARG”) e sem argila (a azul), desde a mistura até ao dia do ensaio. Exemplo: “ARG_10C_11H_CS_28D” – Provete preparado com argila (ARG), 10% de cimento (10C), com 11% de teor de água (11H), ensaiado à compressão simples (CS), aos 28 dias de idade (28D). ....	87
<b>Figura 60</b> – Efeito da adição de argilas na composição das misturas solo-cimento nos ensaios de compressão uniaxial simples. Comparação com os resultados de Cruz (2004), referenciados estes últimos por MC. ....	89

<b>Figura 61</b> - Efeito da adição de argilas na composição das misturas solo-cimento nos ensaios de compressão diametral. Comparação dos resultados deste estudo (a verde), com os resultados de (Cruz, 2004) (a amarelo). .....	90
<b>Figura 62</b> – Variação percentual dos ensaios UCS de cada teor de cimento (com 11% de água) relativamente valor obtido com o solo não estabilizado. ....	91
<b>Figura 63</b> – Médias das relações entre $\sigma/q_u$ , por teores em cimento (a cinzento), e por teores em água (a azul). À esquerda, as médias por cada teor em cimento e por cada teor em água, e à direita, a média de todos os teores em cimento (a cinzento), e a média de todos os teores em água (a azul). ....	93



## Tabelas

Tabela 1 - Programa experimental adotado.....	25
<b>Tabela 2</b> – Provetes preparados para a fase 1 de ensaios de resistência mecânica.....	26
<b>Tabela 3</b> – Exemplo de quantidades de provetes preparados para um teor de cimento (CEM) de 6%.....	27
Tabela 4 - Massa dos diferentes componentes da mistura, para cada provete. ....	40
<b>Tabela 5</b> - Massa e características geométricas de cada provete. ....	51
<b>Tabela 6</b> – Resultados do ensaio de CBR.....	64
<b>Tabela 7</b> – Parâmetros comparados na análise de influência da deformação axial. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; 1 – Provede 1; 2 – Provede 2. ....	71
<b>Tabela 8</b> - Resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral para o Solo_Coimbra. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; P1 – Provede 1; P2 – Provede 2. ....	72
<b>Tabela 9</b> – Teores em água iniciais e finais dos provetes com e sem argila. Exemplo: “ARG_10C_11H_CS_28D” – Provede preparado com argila (ARG), 10% de cimento (10C), com 11% de teor de água (11H), ensaiado à compressão simples (CS), aos 28 dias de idade (28D). ....	86
<b>Tabela 10</b> – Variações percentuais dos resultados dos ensaios de compressão simples dos provetes com os diferentes teores de cimento (e teor em água de 11%) relativamente aos resultados obtidos, para o mesmo ensaio, dos provetes de solo não estabilizado. ....	92
Tabela 11 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão simples aos 7 dias. ....	99
Tabela 12 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão diametral aos 7 dias. ....	100
Tabela 13 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão simples aos 28 dias. ....	101
Tabela 14 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão simples aos 28 dias (continuação). ....	102
Tabela 15 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão diametral aos 28 dias. ....	103
Tabela 16 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão diametral aos 28 dias (continuação). ....	104
Tabela 17 - Características dos provetes preparados com 10% de argila para ensaio à compressão simples e diametral aos 7 e 28 dias. ....	105

<b>Tabela 18</b> – Picos difratométricos do Solo Coimbra.....	107
<b>Tabela 19</b> – Picos difratométricos do Solo Leiria.....	108
<b>Tabela 20</b> - Picos difratométricos da argila. ....	109

# Simbologia

C<sub>c</sub>: Coeficiente de curvatura

C<sub>u</sub>: Coeficiente de uniformidade

G<sub>r</sub>: Grau de saturação

G<sub>s</sub>: Densidade das partículas sólidas

kg: Quilograma.

kN: KiloNewton

m: Metro.

mm: milímetro

MPa (N/mm<sup>2</sup>): Mega Pascal

N: Newton

N.m: Newton metro

q<sub>c</sub>: Resistência de ponta

σ: Resistência à compressão

V: Volume total

V<sub>a</sub>: Volume ocupado pela fase gasosa

V<sub>s</sub>: Volume ocupado pela fase sólida

V<sub>v</sub>: Volume de vazios

V<sub>w</sub>: Volume ocupado pela fase líquida

w: Teor em água

w<sub>inicial</sub> (%): teor em água inicial

w<sub>final</sub> (%): teor em água final

W<sub>L</sub>: Limite de Liquidez

γ<sub>d</sub>: Peso específico seco.

γ<sub>w</sub>: Peso específico da água



## Siglas e Abreviaturas

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ABCP: Associação Brasileira de Cimento Portland

ASTM: American Society for Testing and Materials

BNH: Banco Nacional de Habitação

CS: Compressão simples

CD: Compressão diametral

DAC: Diretoria de Aeronáutica Civil

EPA: U.S. Environmental Protection Agency

EUA: Estados Unidos da América

FCTUC: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

- DCT: Departamento de Ciências da Terra

- DEC: Departamento de Engenharia Civil

- LG: Laboratório de Geotecnia

- LS: Laboratório de Sedimentologia

LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil

P1: Provete 1

P2: Provete 2

PCA: Portland Cement Association

PLT: Plate Load Test

PVC: Policloreto de vinilo

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USACE: United States Army Corps of Engineers

USBR: United States Bureau of Reclamation



# 1– Introdução

## 1.1 – Relevância do estudo

O desenvolvimento das sociedades modernas tem originado fluxos migratórios no sentido dos centros populacionais mais importantes, com reflexos no aumento exponencial da população urbana. Este aumento da densidade populacional tem como consequência direta um aumento da necessidade de se realizarem todo o tipo de obras que facultem alojamento, facilidade de deslocação e armazenamento de recursos naturais que garantam uma melhoria da qualidade de vida. O planeta Terra tem, atualmente, 7,9 mil milhões de habitantes, com a perspectiva de serem atingidos os 9 mil milhões no ano de 2050 (De Wit et al., 2018). As projeções de consumo para 2050 apontam para uma necessidade de extração de 180 mil milhões de toneladas de matérias-primas do planeta, valor que é cerca de oito vezes superior ao necessário na década de 70 do século passado, e constitui o equivalente a quase três planetas Terra em termos de recursos Teixeira et al. (2019). Por outro lado, o crescimento da população, dos aglomerados urbanos e da quantidade de habitantes em áreas urbanas faz com que a demanda por recursos que permitam suprir as suas crescentes necessidades seja cada vez maior (Teixeira et al., 2019).

Em qualquer obra de engenharia, existe a constante preocupação de se encontrarem técnicas atrativas tanto do ponto de vista económico como ambiental. A utilização de materiais naturais de construção (por exemplo, o solo) existentes no local da obra ou nas proximidades desta garante uma racionalização de custos e diminui os impactos ambientais provocados pela exploração e transporte desses materiais ao longo de grandes distâncias.

Para além da redução de custos, a utilização do que seria um resíduo num novo material de construção contribui para um objetivo fundamental dos dias de hoje, a transição para uma circularidade de recursos, que se pretende sistémica e global. A economia linear que hoje prevalece no planeta, que promove a fabricação, o uso e o descarte de bens e recursos, resultou num esgotamento dos recursos naturais do planeta, mas não só. As consequências desta política refletem-se também em desigualdade social, poluição ambiental e no agravamento das mudanças climáticas adversas. Como vivemos num planeta com recursos

finitos, o rápido crescimento populacional e aumento exponencial de áreas urbanizadas leva a que o modelo linear se revele imperfeito e desadequado (De Wit et al., 2018).

Não é descabido afirmar que se vivem atualmente tempos em que as opções do ser humano se resumem a encetar uma mudança fundamental na forma como se encara o planeta e os seus recursos, ou resignar-se a uma crise profunda que deixa antever consequências graves e permanentes.

O conceito de economia circular é o futuro. Assume-se como a única filosofia que permite a sobrevivência de forma sustentável. A utilização de resíduos de indústrias vai permitir o alívio da pressão nos recursos planetários, e irá também prolongar o ciclo de vida dos aterros existentes. A reciclagem de resíduos de construção urbana é um passo no sentido da assimilação desse modelo de economia, mas não se deve adotar uma postura redutora. O sector da habitação e infraestruturas utiliza 42,4 milhares de milhões de toneladas de recursos naturais por ano, na construção e manutenção de habitações, espaços comerciais e industriais, estradas e outras infraestruturas. Atualmente, apenas 9% da economia global é circular. 8,4 Gt de materiais oriundos de reciclagem versus 84,4 Gt que resultam de recursos extraídos. Destes, e também por ano, 62,9 Gt são descartados (De Wit et al., 2019).

Em 2018, o conjunto dos setores da Construção e de Atividades Imobiliárias representaram 10,2% do número de empresas não financeiras em atividade em Portugal, correspondendo a 130 821 empresas, que empregavam 399 829 pessoas ao serviço, representando 9,8% do pessoal ao serviço, (-5,0% face a 2008), e foram responsáveis por 9,5% do Valor Acrescentado Bruto das empresas não financeiras (9 391,6 milhões de Euros) (Instituto Nacional de Estatística, 2020). Independente dos valores movimentados e do consequente peso económico do sector na economia nacional, há que, também, considerar a pegada ecológica do mesmo. Em termos globais, as obras de construção civil consomem cerca de 75% dos recursos naturais extraídos da natureza sendo que a construção de edifícios utiliza 40% dos recursos minerais, 40% da energia e 16% da água consumidos anualmente. Em Portugal, o sector da construção produz anualmente cerca de 7,5 milhões de toneladas de resíduos sólidos. (Teixeira et al., 2019).

Os solos fazem parte de quase a totalidade das obras de engenharia, constituindo o material natural de construção mais abundante.

Para Fernandes (2006), o solo é formado por partículas minerais, que resultaram da desintegração física e da decomposição química das rochas, podendo também conter matéria



orgânica. Os espaços não ocupados pelas partículas são designados por poros ou vazios. Estes podem conter água e ar, de forma isolada ou conjuntamente. Quando os poros estão integralmente preenchidos por água diz-se que o solo está saturado.

Convém salientar que a definição de solo varia consoante a ciência que o estuda, sendo que a definição de Fernandes (2006) é mais direcionada para a engenharia.

O solo é detentor de características que o tornam atrativo enquanto material de construção. Este material é resistente, muitas vezes esteticamente agradável, plástico e barato. Essas características fazem do solo um material de eleição para ser utilizado em obras de engenharia, desde há milhares de anos. No entanto, há uma crescente dificuldade em encontrar solos competentes do ponto de vista mecânico. Muitas vezes, o empreiteiro encontra-se na situação de decidir entre transportar um solo competente de um local distante, com as desvantagens acima citadas, ou melhorar o solo existente no local.

Este melhoramento do solo existente no local pode ser atingido aplicando diferentes técnicas: compactação, mistura de dois solos de modo a melhorar a curva granulométrica, colocação de geotêxtil, vibração com o objetivo de aumentar a densidade, ou drenagem.

Outro método para melhorar as propriedades físicas de um solo é através da adição de um ligante, por exemplo cimento ou cal, sendo que, neste trabalho se vai aprofundar o estudo do comportamento de um solo ao qual foi adicionado um ligante hidráulico, o cimento Portland.

Wang (2002, mencionando (McDowell, 1959)) refere, que o conceito de estabilização de solos é conhecido há cerca de 5000 anos, época em que estradas de terra eram estabilizadas na Mesopotâmia e Egito, devendo mencionar-se que Gregos e Romanos utilizavam misturas de solo-cal.

O mesmo autor refere ainda que o cimento foi pela primeira vez utilizado como elemento estabilizador de solos aquando da construção de uma estrada em Sarasota, Florida, nos Estados Unidos da América (EUA), no ano de 1915. Com o aumento do tráfego automóvel no decorrer da década de 30 do século XX, houve uma crescente necessidade de estabilizar solos. Estima-se que, nos EUA, cerca de 160 mil quilómetros de pavimentos tenham sido construídos com base em solos estabilizados. Atualmente, a utilização de cimento como técnica de melhoramento de solos é utilizada em todo o mundo, especialmente nas camadas de base e sub-base de pavimentos.

No entanto, a mistura de solo-cimento pode ser aplicada em variados fins para além da construção de bases para pavimentos, por exemplo, na construção de taludes para barragens de terra, na proteção de zonas críticas em leitos de cursos de água onde a ação erosiva é

elevada, como camada de suporte para fundações superficiais, e até no fabrico de tijolos e blocos para alvenaria.

Ao contrário do betão, que demonstra um comportamento mais previsível, a mistura de solo-cimento exhibe um comportamento mecânico mais complexo, talvez por depender de diferentes fatores, entre os quais o teor de cimento, o teor em água, ou mesmo a porosidade.

Assim, não existem ainda métodos de dosagem para estas misturas de solo-cimento, ao contrário do que acontece com o betão, no qual a relação água/cimento desempenha um papel preponderante na obtenção da resistência desejada. O que se faz atualmente é realizar uma série de ensaios laboratoriais, nos quais se preparam provetes com diferentes teores de cimento e escolher aquele capaz de garantir as condições impostas pelo caderno de encargos da obra.

Por fim, importa referir que a crescente utilização de solo-cimento no sector da construção enquadra-se perfeitamente no conceito da economia circular, uma vez que promove a utilização de materiais que, em muitas situações se considerariam como resíduo inutilizável e a descartar, mas que, face à melhoria das suas propriedades com a adição de um ligante hidráulico, passam a incorporar um outro produto com um novo ciclo de vida útil pela frente. Além disso, a estabilização de solos com cimento permite a incorporação de sub-produtos industriais (cinzas volantes, escória de alto forno), promovendo a reutilização e valorização destes materiais.

Uma utilização mais generalizada de solo melhorado com ligantes hidráulicos permitiria uma contribuição muito relevante para o progressivo abandono do modelo de economia linear, que ainda representa cerca de 90% da economia mundial (Teixeira et al., 2019).

## 1.2 – Objetivos da dissertação

Este estudo tem como objetivos quantificar a influência do teor em cimento (CEM 32,5N), da quantidade de argila, da metodologia de preparação dos provetes (apiloamento, aplicação de uma dada energia de compactação), e do teor em água na resistência mecânica de uma mistura de solo-cimento, de modo a tornar este método mais económico, mais durável e mais compatível com as condições de utilização requeridas.

O programa experimental que se seguiu à preparação dos provetes consistiu na realização de ensaios de compressão simples e compressão diametral.

### 1.3 – Organização da dissertação

O presente trabalho foi organizado em 5 capítulos descritos seguidamente de modo sucinto.

No capítulo 1 é feita uma introdução ao tema, na qual é referida a relevância e pertinência da pesquisa, e onde são apontados os objetivos gerais da dissertação, explanando de forma breve a metodologia prática adotada e os resultados obtidos.

No capítulo 2 pretende-se dar uma visão geral sobre a técnica do solo-cimento, salientando as suas origens e principais aplicações, os materiais utilizados, as suas características e estado da arte.

No capítulo 3 é descrita com pormenor a metodologia prática adotada com o intuito de atingir de modo satisfatório os objetivos inicialmente propostos.

No capítulo 4 é efetuada a análise e discussão dos resultados obtidos, assim como a sua comparação com resultados de ensaios da mesma índole, obtidos por outros investigadores.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões e apontam-se perspectivas de trabalho futuro.

## 2- Solo-cimento

### 2.1 – Primeiras aplicações

A técnica de estabilização de solos é utilizada pelo Homem há pelo menos 5000 anos, época em que os povos mediterrânicos a utilizavam para melhorar o comportamento mecânico de estradas. Há conhecimento de que Gregos e Romanos preparavam misturas de solo-cal para o mesmo efeito, sensivelmente na mesma época (Wang, 2002) e (Lima, 2006). Nos Estados Unidos da América (EUA), a primeira utilização do cimento enquanto agente estabilizador de solos ocorreu em 1915, durante a construção de uma estrada em Sarasota, no estado da Florida, nos EUA. A falta de tecnologia, a fraca qualidade dos materiais utilizados e os resultados pouco satisfatórios não abonaram a favor da técnica (Lima, 2006). Mais tarde, na década de 30 do século XX, o aumento vertiginoso de veículos automóveis gerou a necessidade de ampliar a rede de estradas do país, o que por sua vez motivou o cada vez mais frequente recurso à estabilização de solos (Wang, 2002).

De acordo com Foppa (2005), a utilização de solo-cimento no Brasil iniciou-se na década de 40 do século XX, em São Paulo, devido ao acelerado desenvolvimento do interior do estado, e conseqüentemente, à inerente necessidade de ampliação da rede rodoviária. A primeira experiência de campo foi realizada no aeroporto de Bauru, ao longo de uma extensão de cerca de 500 metros. Mais tarde foi pavimentado o acesso ao aeroporto de Prudente-Pirapozinho, com uma extensão de 14 quilómetros. Após essa altura, a mistura solo-cimento passou a ser a base e sub-base mais construída no estado de São Paulo, onde se estima que constitua cerca de 50% de toda a rede pavimentada, no que concerne a essas camadas.

Para Lima (2006), a primeira utilização do solo-cimento no Brasil ocorreu em 1940, através de uma iniciativa da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e da Diretoria de Aeronáutica Civil (DAC), durante a construção da pista de circulação do aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro. De seguida, em março de 1941 construiu-se um segmento da estrada de Osasco e logo após a estrada federal Caxambu-MG/Areias-SP.

No continente australiano, a técnica de estabilização de solos com cimento na construção de estradas foi utilizada pela primeira vez no ano de 1937, nos estados de Vitória e Nova Gales do Sul. Atualmente, a mistura solo-cimento é utilizada em camadas de base e sub-base de pavimento empregando uma grande variedade de solos. É também utilizada em aterros de caminhos-de-ferro e de autoestradas, com o objetivo de evitar que as propriedades mecânicas dos solos compactados se alterem após períodos de chuva (Ingles e Metcalf, 1972).

Outra aplicação importante da mistura solo-cimento no Brasil tem sido na proteção de taludes contra a ação erosiva das ondas, em barragens de terra e cursos de água. O recurso à técnica do solo-cimento para esta finalidade ocorre quando o método tradicional, o enrocamento, não se encontra disponível no local, ou quando o seu transporte de locais distantes o tornam proibitivo em termos orçamentais (Foppa, 2005) que cita (USACE, 2000). O mesmo autor, mencionando a mesma fonte, refere que a primeira utilização de solo-cimento em taludes foi numa secção de testes construída pela United States Bureau of Reclamation (USBR) no reservatório Bonny, situado no estado do Colorado., em 1951. Observações efetuadas ao longo de 10 anos evidenciaram um excelente comportamento por parte do solo-cimento submetido à ação severa das ondas e a ciclos de gelo-degelo.

Outra aplicação comum do solo-cimento é na construção de edifícios. Lima (2006), citando Silva (1994), refere que a primeira utilização de solo-cimento na construção de habitações ocorreu em 1948, no Vale Florido, na Fazenda Inglesa, Petrópolis, no estado do Rio de Janeiro. A boa preservação que estas habitações demonstram atualmente atesta a boa qualidade desta técnica construtiva. Um ano mais tarde foi construído o hospital Adriano Jorge, em Manaus, com 10 800 m<sup>2</sup>, edifício que ainda se encontra em utilização e em bom estado de conservação. Após esta data, a utilização do solo-cimento passou a ser amplamente utilizado, mas foi somente em 1978, ano em que o Banco Nacional de Habitação (BNH) autorizou a utilização da técnica do solo-cimento para a construção de habitações populares.

As principais vantagens a salientar na aplicação de solo-cimento são:

- Abundância e disponibilidade do solo, geralmente existente em grande quantidade no local da obra ou próximo desta, o que permite dispensar o transporte e utilização de equipamentos sofisticados na escavação, tornando a obra mais barata. Caso o solo existente no local não se enquadre nas classes previstas em projeto, é possível corrigi-lo granulometricamente.
- Processo construtivo simples, não necessitando de mão-de-obra especializada nem de equipamentos específicos.
- Demonstra um bom comportamento térmico e acústico, comparável a construções de alvenaria com tijolos cerâmicos. As construções em solo-cimento são resistentes ao fogo.
- As paredes, apesar de constituídas por solo, não oferecem condições para a instalação de insetos nocivos para a saúde.

- Grande durabilidade e necessidade de manutenção reduzida. Uma vez que as paredes em solo-cimento apresentam elevada resistência e condições de impermeabilidade, as construções em solo-cimento são muito duráveis, resistindo ao longo de muitos anos ao desgaste e à ação da humidade.
- Dispensam a aplicação de reboco ou chapisco. O acabamento das paredes monolíticas é por si só liso. Uma pintura é geralmente suficiente para aumentar a impermeabilidade, assim como os aspetos estéticos, higiénicos e de conforto da construção.
- Consumo de energia mais baixo. No cômputo geral, se considerarmos o processo construtivo desde a obtenção do material à construção propriamente dita, verifica-se que a construção com solo-cimento necessita de um consumo de energia menor, quando comparada com outros métodos construtivos.

A principal desvantagem reside na enorme variedade composicional dos solos existentes, o que obriga a que sejam realizados ensaios laboratoriais que caracterizem o solo que se pretende utilizar numa dada obra. Os ensaios a realizar são: análise granulométrica, limites de Atterberg, ensaio de compactação Proctor, e ensaios de resistência à compressão simples e diametral (da Silva, 2005).

## 2.2 – Materiais utilizados

### 2.2.1 - Solo

A definição de solo varia, consoante a ciência que lhe dedica o estudo. No entanto, as diferentes definições, quer as que enfatizam a sua génese, quer as que salientam as suas propriedades físicas convergem no seguinte: o solo é composto por, pelo menos, duas fases distintas, a sólida e a gasosa, sendo que esta pode ser parcial ou totalmente preenchida por água (nesta situação, diz-se que o solo está saturado). Os solos resultam da ação incessante dos processos de geodinâmica externa, do vento e da água, que provocam, respetivamente, a erosão física e a meteorização química das rochas existentes à superfície da Terra. É conveniente referir que a água é também responsável pela erosão física das rochas, na medida em que, quando contida em fissuras das mesmas sofre, quando congela, um aumento de volume, originando tensões. Após um determinado número de ciclos gelo-degelo, estas tensões acabam por desagregar as rochas.

As partículas e minerais daí resultantes vão, no próprio local da erosão/meteorização ou após transporte para outro local, compor a fase sólida de um dado solo.

Os solos que resultam da alteração da rocha-mãe e que permanecem nesse local, são designados por solos residuais. Os que por sua vez resultam do transporte mais ou menos prolongado, devido à ação do vento, da água e da gravidade, são os designados solos transportados, em sentido lato. Dentro desta categoria, podemos diferenciar os solos aluvionares (transportados e depositados pela água), os eólicos (transportados e depositados pelo vento), solos coluvionares (cujo transporte e deposição se deve essencialmente à gravidade), e os solos glaciais ou drifts (transportados devido à ação de glaciares).

Estes diferentes tipos de transporte originam depósitos (solos) com características distintas. Usualmente, a ação da água e do vento tende a segregar as partículas, sendo assim comum encontrar depósitos granulometricamente uniformes de sedimentos. Os depósitos coluvionares, ou tálus, sofrem geralmente um transporte curto, essencialmente gravítico, sendo por isso heterogêneos de ponto de vista granulométrico. Os depósitos resultantes da ação de glaciares são ainda mais extensos, em termos de granulometria, uma vez que os glaciares arrastam rochas de variadíssimas dimensões, transportando-as no interior da massa de gelo ou raspando-as contra outras rochas situadas nas margens e no leito do vale em U (Fernandes, 2006).

Qualquer solo, com a exceção de solos com alto teor em matéria orgânica evidencia uma melhoria das suas propriedades, ao ser tratado com cimento Portland. Existem, no entanto, limites práticos no que concerne à estabilização de solos através da adição de cimento. Por um lado, é desnecessário e até mesmo desfavorável adicionar cimento a gravilha bem graduada ou a materiais esmagados, já que podem ocorrer fenómenos de retração. Por outro lado, é geralmente difícil misturar um pó fino, como por exemplo o cimento, com argilas húmidas, dado existir tendência para formar grumos (Ingles e Metcalf, 1972).

De acordo com Croft (1967), a composição mineralógica do solo influencia o ganho de resistência após a sua estabilização com cimento. Solos com minerais argilosos como a Illite ou Caulinite são considerados não reativos e apresentarão um desenvolvimento adequado da resistência com baixas quantidades de cimento, enquanto que a montmorilonite presente nos solos em quantidades elevadas atrasa as reações de hidratação, desaconselhando-se a estabilização com cimento em solos que contenham este mineral (Noble e Plaster, 1970). Os mesmos autores realizaram um estudo em 3 solos argilosos e verificaram que os minerais argilosos são afetados pelo meio alcalino que se verifica durante a hidratação do cimento. Segundo estes autores, o mineral argiloso mais suscetível de alteração é a montmorilonite,

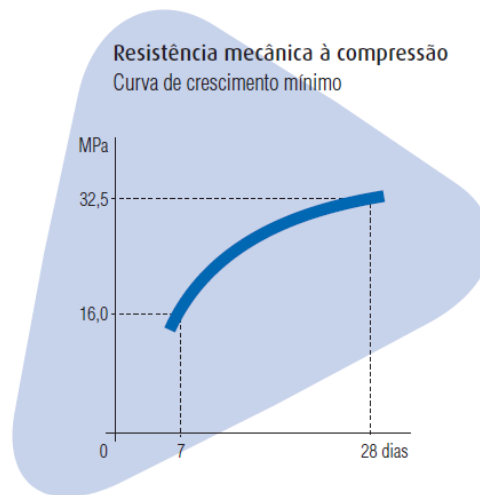
seguido da caulinite e ilite. No entanto, este estudo revela ainda que o fator de maior influência no desenvolvimento a curto prazo da resistência da mistura solo-cimento é a quantidade de minerais argilosos, e não o tipo de mineral argiloso presente.

### 2.2.2 – Cimento Portland

O cimento Portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes que endurece sob a ação de água. Após o endurecimento, e mesmo em presença de água, o cimento não se decompõe mais (Técnicas, 2002). A ABCP refere ainda que o cimento Portland é uma criação de um construtor inglês, Joseph Aspdin, que o patenteou em 1824. Naquela época era comum construir com pedra proveniente da ilha de Portland. Como a invenção de Aspdin era semelhante na cor e na dureza dessa rocha, o termo Portland foi utilizado na patente, dando origem à tradicional designação “cimento Portland”. O cimento Portland é o ingrediente fundamental de todos os ligantes hidráulicos modernos (com exceção do cimento com alto teor de alumina, o qual não é classificado na norma NP EN 197-1:2001 (EN, 2001).

Segundo a norma NP EN 197-1:2001, o cimento é um ligante hidráulico, isto é, um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que faz presa e endurece devido a reações e processos de hidratação e que, depois do endurecimento, conserva a sua resistência mecânica e estabilidade mesmo quando submerso em água. O cimento de acordo com esta norma é designado cimento CEM, e quando propriamente doseado e misturado com agregado e água, deve permitir a produção de betão ou argamassa que conserva a sua trabalhabilidade durante um tempo suficiente e, depois de períodos definidos, deve atingir níveis de resistência especificados, e possuir também estabilidade de volume a longo prazo. Na Figura 1 podemos ver a evolução da resistência mecânica à compressão em função do tempo de cura.





**Figura 1** - Curva de crescimento mínimo da Resistência Mecânica à Compressão em função do Tempo de Cura ( Cimento CEM II/B-L 32,5N), (Cimpor, 2011).

O endurecimento hidráulico do cimento CEM deve-se fundamentalmente às reações de hidratação dos silicatos de cálcio, embora outros compostos químicos, tais como os aluminatos, possam também participar no processo de endurecimento. Ao adicionar-se um material com características aglomerantes a um solo, criam-se condições para o desenvolvimento de reações de natureza físico-química que melhoram o comportamento mecânico do solo. Estas reações são, essencialmente, de três tipos:

- reações de hidratação (ou reações primárias);
- reações pozolânicas (ou reações secundárias);
- trocas iônicas.

As reações de hidratação são as que ocorrem envolvendo o ligante e a água existente na mistura. Ocorrem espontaneamente e tendem a esgotar-se após algumas horas. Com o desenrolar do tempo (meses ou mesmo anos), vão ocorrendo outras reações entre alguns dos produtos das reações de hidratação e minerais pozolânicos que existam no solo ou no ligante.

As trocas iônicas ocorrem a par das reações secundárias, no entanto não assumem preponderância significativa, em termos de efeito estabilizador do solo, quando comparadas com as reações primárias e secundárias (Correia, 2011).

Sumariamente, o cimento Portland resulta da cozedura de uma mistura de materiais (rochas carbonatadas, argilas, etc.). O produto dessa cozedura, o clínquer, é posteriormente

finamente moído. O clínquer finamente moído não pode, por si só ser misturado com água, uma vez que reage muito rapidamente, o que torna qualquer tentativa de transporte e utilização em obra impossível. No entanto, se misturado com uma determinada quantidade de sulfato de cálcio (desde 3,5-4% de  $\text{SO}_3$ , dependendo da classe de resistência), o cimento Portland endurece mais lentamente, o que possibilita que seja transportado e trabalhado em obra, durante um dado período de tempo. O sulfato de cálcio pode ser gesso (sulfato de cálcio dihidratado,  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ , sulfato de cálcio hemihidratado  $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2\text{H}_2\text{O}$ ), ou anidrite (sulfato de cálcio anidro,  $\text{CaSO}_4$ ), ou qualquer mistura dos mesmos. O gesso e a anidrite encontram-se em estado natural, sendo também possível obter sulfato de cálcio como subproduto de determinados processos industriais.

Estes minerais reagem com os grãos de clínquer, formando uma película de silicatos hidratados (etringite primária) em redor do grão. Esta película protege o grão durante algum tempo, impedindo temporariamente que a água contacte com os aluminatos de cálcio e inibindo desta forma as reações de hidratação em grande escala. Devido a esta propriedade, o sulfato de cálcio é adicionado aos outros constituintes do cimento durante o seu fabrico para controlar a presa (Coutinho, 1997).

O cimento Portland é constituído por clínquer e gesso. Todos os outros cimentos também se baseiam neste sistema binário, mas incorporam outros materiais secundários, tais como pozolanas, cinzas volantes, xisto.

### 2.2.3 – Água

Em misturas de solo-cimento, é desaconselhável utilizar águas fortemente mineralizadas que possam, devido a esse fator, influenciar negativamente as reações de hidratação e consequentemente o ganho de resistência mecânica da mistura de solo-cimento.

Neste trabalho foi utilizada água canalizada, da rede pública de abastecimento. Numa primeira fase, a quantidade de água adicionada a cada provete foi a determinada pelo ensaio de compactação Proctor. De seguida, já com outro solo, a variação do teor em água foi um dos parâmetros avaliados no decorrer deste trabalho.

### 2.2.4 – Adições

Croft (Croft, 1967), refere que a trabalhabilidade da mistura solo-cimento pode ser melhorada fazendo um tratamento prévio do solo com cal, antes de adicionar o cimento. Para retardar a

presa da mistura, para prevenir um eventual atraso desde a mistura até à compactação em obra, podem ser utilizados aditivos (Ingles e Metcalf 1972). Como substituto parcial do cimento, pode também utilizar-se cinza volante (Carraro et al., 1997).

### 2.2.5 – Matéria Orgânica

A presença de matéria orgânica ou a quantidade excessiva de sulfatos pode prejudicar a adequada hidratação do cimento, influenciando assim a resistência mecânica da mistura solo-cimento (Foppa, 2005). Segundo Foppa, que cita Ingles e Metcalf (1972), a matéria orgânica retarda as reações de hidratação porque absorve os iões de cálcio libertados aquando da hidratação, prejudicando assim as denominadas reações secundárias, que teriam lugar entre estes iões de cálcio e a sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e a alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência.

## 2.3 – Estado da arte

Como já foi referido, as primeiras aplicações em grande escala de misturas de solo-cimento datam das primeiras décadas do século XX, durante as quais essas misturas eram aplicadas, inicialmente, com o objetivo de melhorar o comportamento das camadas de base e sub-base de estradas, subjacentes a camadas betuminosas. Os resultados positivos destas aplicações quer em termos de comportamento mecânico quer em termos de durabilidade levaram a que o leque de aplicações fosse paulatinamente alargado. De seguida são enumeradas e sucintamente explicadas, de modo sucinto, algumas das numerosas aplicações deste versátil material de construção.

### 2.3.1 – Principais aplicações da mistura solo-cimento

#### 2.3.1.1 – Pavimentos

Tal como já referido, desde o início do século passado que a mistura de solo-cimento passou a ser uma das soluções mais utilizadas e bem-sucedidas como medida estabilizadora de solos, no contexto de construção de estradas e autoestradas. Atualmente, e só nos EUA, estima-se que mais de 100 000 milhas de pavimento foram construídas recorrendo a misturas de solo-cimento (ACI, 2009).

Pavimentos flexíveis deteriorados podem ser reciclados com cimento, resultando numa nova camada de base. Deste modo, a resistência da camada de base já existente é reforçada, para além de se evitar a remoção e posterior substituição das camadas de base e sub-base por grandes quantidades de materiais novos e onerosos para voltar a construir essas camadas.

A espessura de uma camada de base composta por uma mistura de solo-cimento depende de vários fatores:

- Capacidade de carga do maciço terroso/rochoso subjacente;
- Período de vida idealizado para o pavimento;
- Intensidade de tráfego prevista, para além do modo como as cargas são transmitidas ao pavimento;
- Espessura da camada de desgaste do pavimento.

A Portland Cement Association (PCA), a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), e o United States Army Corps of Engineers (USACE) estabeleceram métodos de dimensionamento da espessura de camadas de base constituídas por misturas de solo-cimento. Assim, camadas com uma espessura compreendida entre 10 e 13 centímetros mostraram ser suficiente perante condições de tráfego ligeiro, desde que o substrato rochoso seja mecanicamente competente.

Camadas com cerca de 15 centímetros de espessura têm demonstrado comportamento satisfatório em estradas secundárias, ruas residenciais e aeródromos com tráfego ligeiro. Camadas com 18 a 20 centímetros de espessura são geralmente aplicadas em vias com tráfego intenso.

Apesar de ser raro aplicar camadas de solo-cimento com espessura superior a 23 centímetros, alguns aeroportos foram construídos com sistemas multicamada até 80 centímetros de espessura (ACI, 2009).

Em Portugal, durante a execução da empreitada de construção da A16, na Grande Lisboa e que foi concluída em 2009, o Grupo Monte Adriano propôs uma solução construtiva que consistia na execução de solo-cimento com 23 centímetros de espessura seguida de uma camada de tout-venant com 12 centímetros, em alternativa aos 40 centímetros de tout-venant preconizados no projeto de execução. Um estudo laboratorial similar ao desenvolvido neste trabalho permitiu definir o teor de cimento adequado para cumprir as exigências estipuladas no projeto, de 3% para os solos calcários e de 3,5% para os solos margosos, tendo-se recorrido ao cimento CEM do tipo II/A-L 42,5R da Cimpor. Esta solução permitiu reaproveitar

157 mil metros cúbicos de solos, tendo a diferença de tout-venant utilizado sido de trezentas e quarenta e cinco mil toneladas.

A Figura 2 mostra um pormenor da empreitada de construção da A16.



**Figura 2** - Pormenor da aplicação de solo-cimento na A16. Fonte: [http://www.cimpor.com/artigo.aspx?lang=pt&id\\_object=1208&name=Solo---cimento-no-IC16](http://www.cimpor.com/artigo.aspx?lang=pt&id_object=1208&name=Solo---cimento-no-IC16) (acesso em 03/12/2020).

### 2.3.1.2 – Proteção de taludes

O período pós 2ª guerra mundial caracterizou-se, na região das grandes planícies e no Centro-Sul dos EUA por um rápido desenvolvimento de projetos de exploração e armazenamento de água. Nem sempre era possível encontrar enrocamento de qualidade satisfatória na vizinhança de cursos de água com correntes de elevado potencial erosivo, e o custo associado ao transporte deste material desde pedreiras distantes até ao local de aplicação colocavam em causa a viabilidade económica do projeto. Assim, o United States Bureau of Reclamation (USBR) estudou a possibilidade de utilizar misturas de solo-cimento como alternativa ao até então tradicional enrocamento. Em 1951 foi decidido construir uma secção-teste na margem Sudeste do Reservatório Bonny, no Colorado. Esta zona foi selecionada para testar o comportamento da mistura de solo-cimento devido às severas condições climáticas, onde era comum haver ondulação forte, gelo, e mais de 100 ciclos de gelo-degelo por ano. Dez anos depois desta aplicação, e perante os resultados positivos, optou-se por aplicar solo-cimento, mais uma vez em detrimento do enrocamento como proteção de um talude na barragem Merrit, no Nebraska, e também na barragem Cheney, no Kansas. Apesar da necessidade de efetuar manutenção em alguns pontos destas duas barragens, estima-se que se tenha poupado cerca de um milhão de dólares nesses dois projetos.

Para além da utilização em taludes de reservatórios, as misturas de solo-cimento são também aplicadas na proteção de taludes em rios, zonas costeiras, taludes rodoviários e ferroviários.

Em taludes expostos à ação erosiva intensa de ondas ou a impactos devido ao transporte de sedimentos grosseiros, o solo-cimento é geralmente aplicado em sucessivas camadas horizontais com 2 a 3 metros de largura e com 15 a 25 centímetros de espessura. Esta disposição é designada de proteção em escadaria (stairstep slope protection). A Figura 3 seguinte mostra um exemplo de uma proteção de talude em escadaria, com solo-cimento, no reservatório Warren H. Brock, na Califórnia, EUA.



**Figura 3** - Exemplo de uma aplicação de proteção em escadaria (stairstep slope protection) (USBR, 2013).

Para suportar um caudal de  $1300 \text{ m}^3$  e velocidades da ordem dos  $7 \text{ m/s}$ , o USACE geralmente exige, para a mistura de solo-cimento a aplicar nesses locais, uma resistência à compressão simples de  $5 \text{ MPa}$ , aos 7 dias. Para além disso, para evitar um processo de mistura *in situ* defeituoso, aumentam o teor de cimento em 2%.

Para condições menos severas, em que a ação das ondas é menos erosiva, opta-se por aplicar uma camada com uma espessura a rondar os 20-25 centímetros paralela à face do talude. Na figura 4 podemos observar um exemplo de uma aplicação mista, num talude do reservatório de Tampa Bay, nos EUA. O topo do talude, que estará sujeito à ação erosiva das ondas quando este estiver perto da sua capacidade máxima, o que deverá ocorrer durante o período das chuvas e com piores condições atmosféricas, encontra-se protegido com uma aplicação de solo-cimento em escadaria. A base e o corpo do talude, que estarão ao nível da superfície das águas durante a altura do ano menos propícia a condições atmosféricas

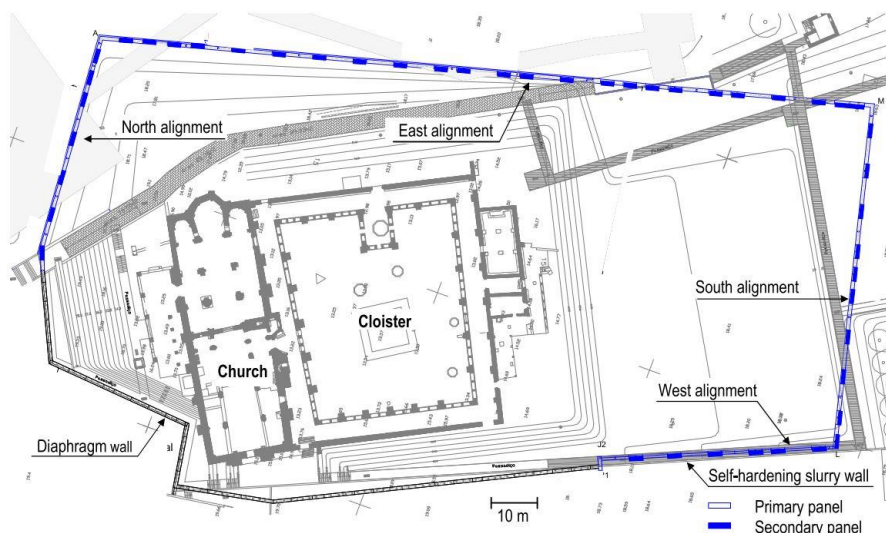
adversas encontra-se protegido com uma camada de solo-cimento paralela à face do talude (Figura 4).



**Figura 4** - Exemplo de uma aplicação mista. No topo, proteção em escadaria, e em baixo, uma camada paralela à face do talude (Richards e Hadley, 2006).

### 2.3.1.3 – Camadas de impermeabilização (liners)

Outra das aplicações da mistura de solo-cimento tem sido a sua utilização como agente impermeabilizante em diversos contextos. Normalmente, os solos com argila apresentam valores baixos de condutividade hidráulica. Aproveitando esta propriedade, é comum utilizar uma mistura de solo-cimento-Bentonite como forma de barreira vertical de contenção de contaminantes. As barreiras verticais, também designadas de *slurry walls* têm a finalidade de evitar a contaminação de lençóis freáticos ou de áreas específicas através do seu confinamento (Santos, 2005). O mosteiro de Santa Clara-a-Velha, em Coimbra, foi alvo de uma intervenção em 2001-2002, na qual se recorreu a esta solução. O mosteiro, situado na planície aluvionar do rio Mondego, mais concretamente na sua margem esquerda, foi sendo paulatinamente abandonado desde a construção do mosteiro de Santa Clara-a-Nova, em 1677, em consequência de sofrer, reiteradamente, inundações que culminaram no progressivo degradar das suas condições de usabilidade. Para contrariar estes fenómenos naturais determinados pelo nível do rio, optou-se pela construção de uma barreira vertical que atinge os 358 metros de comprimento, 18 a 25 metros de profundidade, com cerca de 80 centímetros de espessura (Carreto et al., 2016). A Figura 5, retirada do mesmo trabalho, mostra, em planta, a implementação dos dois painéis slurry wall.



**Figura 5:** Vista em planta da implementação de barreiras verticais no Mosteiro de Santa Clara-a-Velha (Carreto et al., 2016).

O processo de limpeza de reservatórios de águas residuais coloca sempre problemas de difícil resolução. Esta operação de remoção de lodos requer, geralmente, a utilização de equipamento pesado que se comporta de modo instável quando no interior destes reservatórios, devido à alta compressibilidade dos estratos submersos.

O tratamento do solo local com cimento Portland reduz a compressibilidade dos estratos tornando a operação mais segura e eficaz. Para além da melhoria na resistência mecânica, o solo-cimento reduz consideravelmente a permeabilidade do solo natural, e aumenta o tempo de vida das camadas de base do reservatório de 5 para 20 anos, quando em comparação com camadas de agregado não tratadas com cimento.

Em 1969, nos EUA, uma camada de solo-cimento com 15 cm de espessura foi aplicada no fundo de um reservatório de água com cerca de 500 000 m<sup>2</sup>

Para além de reservatórios de água, o solo-cimento tem sido aplicado como camada de impermeabilização em estações de águas residuais e até mesmo em aterros sanitários. Alguns testes patrocinados pela U.S. Environmental Protection Agency (EPA) indicaram que após um ano em contacto com líquidos lixiviados de resíduos sólidos de um município, o solo-cimento endureceu consideravelmente. Para além disso, tornou-se menos permeável durante esse mesmo período de tempo.

A mistura de solo-cimento foi também exposta a resíduos perigosos, tais como compostos pesticidas, combustíveis fósseis, resíduos tóxicos da indústria farmacêutica, e resíduos



plásticos e de borracha. Após dois anos e meio não existiam indícios de vazamentos. Ensaio de resistência à compressão evidenciaram um melhor comportamento relativamente a uma mistura de solo-cimento similar, mas que não tinha sido sujeita a estes resíduos (Richards et al., 2006).

#### 2.3.1.4 – Fundações

Nem sempre o substrato rochoso onde se pretende construir um edifício é competente do ponto de vista mecânico. Alguns solos demonstram reduzida capacidade de sustentação das cargas provenientes da superestrutura, ou elevada suscetibilidade à liquefação.

Quando a execução de fundações superficiais não é viável, opta-se geralmente pela construção de fundações profundas, entre as quais estacas. Estas estacas suportarão a superestrutura, mobilizando fundamentalmente a resistência de ponta quando apoiadas num substrato rochoso firme, muitas vezes a dezenas de metros de profundidade, ou por atrito lateral, principalmente no caso de estacas flutuantes. Ambas as soluções de estacas têm um aspeto muito negativo, que é o de encarecer consideravelmente o custo da obra.

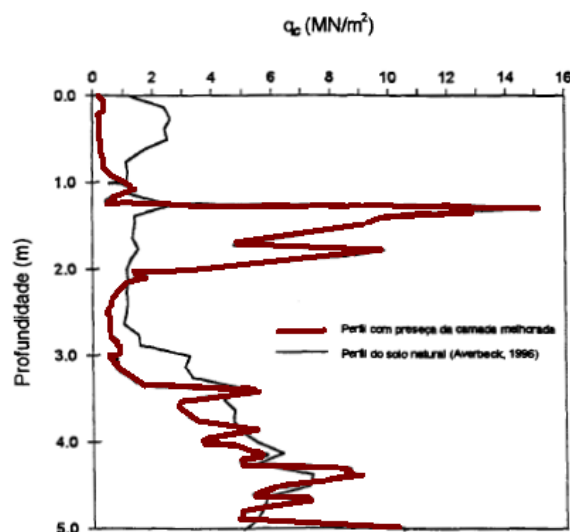
Uma alternativa à construção de fundações profundas consiste na mistura do solo natural com ligantes (cimento, cal viva, escórias, cinzas volantes, etc) formando colunas de solo estabilizado/melhorado (técnica designada por “Deep Mixing”), as quais permitem o apoio de fundações superficiais de modo a cumprir os requisitos de resistência e deformabilidade. Uma das limitações desta técnica está relacionada com a diminuta resistência à tração/flexão dos solos estabilizados com ligantes, a qual pode ser mitigada com a incorporação de fibras sintéticas ou de aço que transformam o comportamento frágil típico da mistura solo-cimento num comportamento mais dúctil, o que torna a mistura mais adequada em contextos de aplicações sujeitas a deslocamentos laterais, como em áreas sísmicas, taludes ou muros de contenção (Oliveira et al., 2016).

A execução de fundações superficiais pode também ser viabilizada com a aplicação de uma camada de solo-cimento suprajacente ao maciço terroso/rochoso de baixa competência mecânica. Esta solução vai melhorar a capacidade de carga do sistema, possibilitando a construção da estrutura (salienta-se que esta solução é válida para edifícios com um ou dois pisos).

Sales (1998), num estudo que realizou no Campo Experimental de solo residual da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), executou, na fase experimental do seu trabalho, ensaios de carga em placa (PLT) e ensaios de penetração estática, também

designado de ensaio do cone (CPT), num solo natural, tendo realizado posteriormente o mesmo tipo de ensaios já com camadas de solo estabilizado com cimento. Conseguiu assim, utilizando também resultados de outros autores, comparar parâmetros como a resistência de ponta ( $q_c$ ) e assentamento.

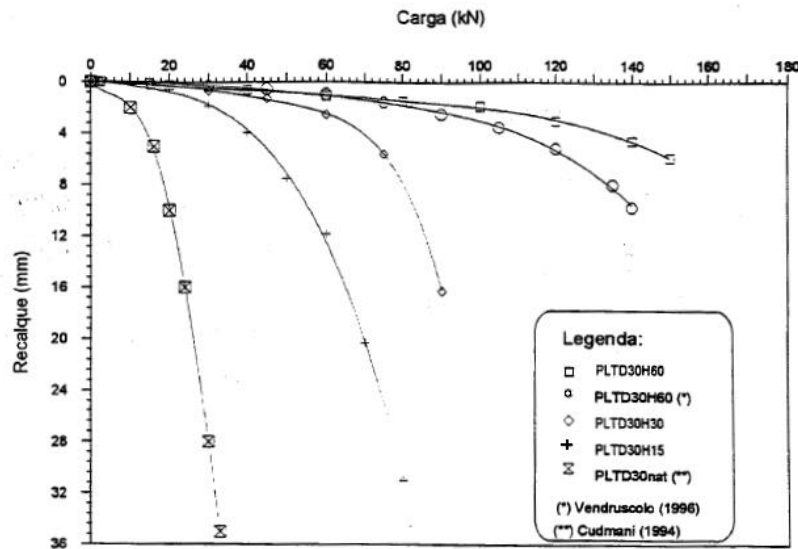
Na Figura 6 constata-se a influência da presença da camada tratada com solo-cimento no valor da resistência de ponta ( $q_c$ ). Entre as profundidades de 1,2 metros e 1,9 metros, onde se colocou a camada de solo tratada com cimento, é possível verificar o aumento significativo de  $q_c$  (cerca de 10MPa), quando comparado com valor de  $q_c$  (1,5 MPa) do solo natural.



**Figura 6** - Evolução da resistência de ponta ( $q_c$ ) em função da profundidade. A negro apresenta-se a curva do solo natural, enquanto que a castanho, a do solo tratado com cimento (Sales, 1998), com ênfase na diferença entre a camada tratada e a não tratada com cimento, entre os 1,2 e 1,9 metros de profundidade.

Na **Figura 7**, retirada de Sales (1998), é possível observar diversas curvas carga (kN) vs assentamento (mm). Ambas as curvas PLTD30H60, quer a obtida por Sales, quer a obtida por Vendruscolo (1996), efetuadas com a placa com 30 centímetros de diâmetro (D30) sobre uma camada com 60 centímetros de espessura (H60) são as que evidenciam melhores resultados, isto é, mostram que as camadas de solo tratadas com cimento com 60 centímetros de espessura deformam substancialmente menos do que as camadas de solo tratadas com cimento com apenas 30 centímetros de espessura (H30). A figura 7 mostra ainda que, tal como era expectável, a carga de rotura aumenta com o aumento da espessura da camada de solo tratada com cimento. A curva mais à esquerda no gráfico representa o comportamento

do solo natural. Como seria de esperar, deforma substancialmente mais do que todos os outros casos, perante cargas consideravelmente inferiores.



**Figura 7** - Evolução do assentamento (recalque, em mm) função da carga aplicada em ensaios de carga em placa. A curva mais à esquerda é a do solo natural (Sales, 1998).

### 2.3.1.5 – Habitações

Em edifícios, o uso de solo-cimento pode aplicar-se de duas formas: através de paredes monolíticas e tijolos ou blocos e tijolos prensados. A utilização de tijolos utilizando o solo-cimento como matéria-prima surge como uma solução para o problema habitacional, nos países em desenvolvimento. A adição de quantidades reduzidas de cimento (ex.: 5%) ao solo permite obter tijolos capazes de suportar tensões da ordem dos 10MPa, com baixa absorção de água, elevada durabilidade, bem como um elevado isolamento térmico e acústico. As apreciáveis características mecânicas aliadas à evolução da técnica de fabrico do solo-cimento culminaram no alargamento de horizontes aplicativos. Assim, os edifícios construídos com solo-cimento não se destinam exclusivamente a habitações sociais, estendendo-se a todas as classes sociais e com diversas finalidades, desde habitações a escolas e hotéis (Figura 8 e Figura 9).



**Figura 8** - Casa construída com tijolos de solo-cimento (retirado de: <https://veena-constructions.business.site/>, acedido em 23/02/2021).



**Figura 9** - Hotel construído com solo-cimento (Lima, 2006).

O tijolo de solo-cimento é moldado em prensas, que podem ser manuais ou hidráulicas (Figura 10).



**Figura 10** - Prensa de tijolos de solo-cimento manual, à esquerda (retirada de: <https://megaarquivo.wordpress.com/2012/05/31/6052-a-maquina-de-fazer-tijolos-sec-19/>, acedido em 23/02/2021), e hidráulica, à direita (retirada de: <https://www.jarfel.com.br/maquinas/tijolos-ecologicos-solo-cimento/prensa-profissional-hm.php>, acedido em 23/02/2021).

## 3- Programa Experimental

Neste capítulo serão descritos os procedimentos realizados desde a preparação dos provetes à realização dos ensaios relevantes para o estudo. Assim, e de modo sucinto, são indicados e explicados os procedimentos normativos que serviram de diretrizes para garantir a fiabilidade e comparabilidade dos resultados.

### 3.1 – Considerações *iniciais*

Os ensaios laboratoriais foram realizados em dois solos, designados por Solo\_Coimbra e Solo\_Leiria. Com o objetivo de estudar a influência da presença de argila na mistura solo-cimento, foram também preparados e ensaiados provetes com o Solo\_Leiria, com vários teores em água e 10% de argila.

Este programa experimental teve como objetivos avaliar a influência do teor em cimento e do teor em água no comportamento mecânico da mistura de solo-cimento, através da realização de ensaios de compressão simples e de compressão diametral.

Para além disso, e uma vez que estes ensaios foram executados em dois solos distintos, foi também possível avaliar, a influência da distribuição granulométrica e da composição mineralógica do solo nos resultados.

Inicialmente, foram realizados os ensaios de identificação e caracterização dos solos, nomeadamente análise granulométrica, limites de Atterberg, identificação da mineralogia por difração de raios x, e o ensaio Proctor, a ambos os solos.

De seguida, e na designada 1ª fase de preparação de provetes, foram considerados dezoito provetes de solo-cimento utilizando o Solo\_Coimbra, para serem sujeitos a ensaios de compressão simples e compressão diametral. Na preparação desses provetes, foram utilizados três métodos de compactação diferentes, o Proctor leve (PL), o Proctor pesado (PP), e o método da compactação por apiloamento (AP). Assim, foram preparados três provetes para cada tipo de ensaio e por metodologia de compactação, um para ensaiar aos sete dias de idade (P1), e dois para ensaiar aos vinte e oito dias de idade (P1 e P2). Os provetes todos foram identificados com a numeração do provete, seguida do tipo de compactação, data de ensaio e finalmente o tipo de ensaio (ex: P1\_AP\_7D\_CS).

Os provetes foram descofrados no dia seguinte à sua preparação, armazenados em câmara húmida, e ensaiados aos 7 e aos 28 dias de cura.

O objetivo desta fase de ensaios visa identificar, com base nos resultados da resistência mecânica obtidos, qual o método de compactação mais eficaz para este tipo de provetes.

A Tabela 1 mostra esquematicamente as etapas do programa experimental adotado.

Tabela 1 - Programa experimental adotado.

Fase do programa experimental	Material	Ensaio	Nº de ensaios realizados
Caracterização do material	Solo_Coimbra	Análise Granulométrica	1
		Limite de Plasticidade	Não plástico
		Limite de Liquidez	Não plástico
		Ensaio Proctor	2
		Difração de raios X	1
	Solo_Leiria	Análise Granulométrica	1
		Limite de Plasticidade	Não plástico
		Limite de Liquidez	Não plástico
		Ensaio Proctor	1
		Ensaio CBR	1
		Difração de raios X	1
Argila	Difração de raios X	1	
Resistência Mecânica	Solo_Coimbra – (Fase 1)	Compressão Simples	9
		Compressão Diametral	9
	Solo_Leiria – (Fase 2)	Compressão Simples	75
		Compressão Diametral	75
	Solo_Leiria com Argila (Fase 2)	Compressão Simples	6
		Compressão Diametral	6

Na Estes provetes foram preparados com 10% de cimento e 11,14% de água.

Tabela 2 apresentam-se as características dos provetes preparados para a fase 1 de ensaios de compressão, que foram realizados com o Solo\_Coimbra. Estes provetes foram preparados com 10% de cimento e 11,14% de água.

**Tabela 2 – Provetes preparados para a fase 1 de ensaios de resistência mecânica.**

Provete	Fase de Preparação – Massa dos componentes (g)					Massa do provete de solo-cimento (g)
	Solo	Cimento		Água		
		Massa (g)	%	Massa (g)	%	
P1_AP_7D_CS	1298,10	129,81	10	159,07	11,14	1069,67
P1_AP_7D_CD	1384,30	138,43	10	169,63	11,14	1056,02
P1_AP_28D_CS	1342,80	134,28	10	164,55	11,14	1066,69
P2_AP_28D_CS	1238,10	123,81	10	151,72	11,14	1065,02
P1_AP_28D_CD	1155,40	115,54	10	141,58	11,14	1079,56
P2_AP_28D_CD	1297,50	129,75	10	159,00	11,14	1066,73
P1_PP_7D_CS	1288,00	128,80	10	184,18	11,14	1151,98
P1_PP_7D_CD	1184,70	118,47	10	169,41	11,14	1151,68
P1_PP_28D_CS	1260,20	126,02	10	180,21	11,14	1147,30
P2_PP_28D_CS	1245,10	124,51	10	178,05	11,14	1156,71
P1_PP_28D_CD	1184,10	118,41	10	169,33	11,14	1141,95
P2_PP_28D_CD	1404,00	140,40	10	200,77	11,14	1131,84
P1_PL_7D_CS	1286,60	128,66	10	157,66	11,14	1149,08
P1_PL_7D_CD	1456,60	145,66	10	178,49	11,14	1157,88
P1_PL_28D_CS	1161,20	116,12	10	142,29	11,14	1154,57
P2_PL_28D_CS	1190,80	119,08	10	145,92	11,14	1150,63
P1_PL_28D_CD	1400,50	140,05	10	171,62	11,14	1165,87
P2_PL_28D_CD	1217,20	121,72	10	149,16	11,14	1158,79

Nota: PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; CS – Compressão Simples; CD – Compressão Diametral; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; P1 – Provete 1; P2 – Provete 2.

Posteriormente, na 2ª fase de preparação de provetes, foram preparados mais de centena e meia de provetes (162) com o método de compactação determinado na 1ª fase definido como o mais adequado (compactação Proctor Leve). A Tabela 3 mostra a quantidade de provetes preparados para cada teor de cimento (30 provetes), tipo de ensaio (compressão simples (CS) e compressão diametral (CD) e (sete dias (7D) e vinte e oito dias (28D)). Assim, por exemplo, CS28D corresponde a um provete ensaiado em compressão simples, com idade de 28 dias. Para além destes provetes, foram ainda preparados provetes para 8, 10, 12 e 14% de teor de



cimento, totalizando 150 provetes. Mais uma vez, todos os provetes foram inequivocamente identificados com o número do provete, seguido do teor em cimento, teor em água, tempo de cura e finalmente com a tipologia de ensaio (ex: P1\_12C\_11H\_7D\_CD).

Adicionalmente, foram preparados 12 provetes em que se adicionou 10% de argila ao Solo\_Leiria, com 10% de cimento e 11% e 15% de água. Estes provetes foram identificados da mesma forma que os anteriores, tendo sido adicionada a sigla “ARG” a cada um (ex: ARG\_P1\_10C\_11H\_7D\_CS).

**Tabela 3** – Exemplo de quantidades de provetes preparados para um teor de cimento (CEM) de 6%.

% de CEM	% de Água	Tipo de ensaio e tempo de cura			
		CS7D	CD7D	CS28D	CD28D
6	7	1	1	2	2
	9	1	1	2	2
	11	1	1	2	2
	13	1	1	2	2
	15	1	1	2	2

Após o respetivo tempo de cura, foi realizada uma bateria de ensaios de compressão simples e de compressão diametral nos provetes previamente preparados com diferentes teores em água, diferentes teores em cimento, e também alterando a distribuição granulométrica de um dos solos estudados, ao qual foi acrescentado 10% de argila.

Os provetes foram desmoldados no dia seguinte à sua preparação, armazenados em câmara húmida, e ensaiados aos 7 e aos 28 dias de cura.

## 3.2 – *Recolha de amostras*

### 3.2.1 – *Solo\_Coimbra*

O Solo\_Coimbra foi utilizado na obra “Parque Verde do Mondego e acessos pedonais à ponte Europa – Fase 4”. Este solo foi recolhido em vazadouro, sendo o seu percurso até esse local desconhecido, não tendo sido possível, por essa razão, efetuar o devido enquadramento geológico do Solo\_Coimbra.

A Figura 11 mostra o Solo\_Coimbra em processo de secagem ao ar, nas instalações do Laboratório de Geotecnia (LG), do Departamento de Engenharia Civil (DEC), da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC):



**Figura 11** - Pormenor do processo de secagem ao ar do Solo\_Coimbra.

Para ser aplicado em obra, este solo foi alvo de um estudo laboratorial cujo objetivo foi a identificação da composição da mistura solo-cimento que garantisse as condições impostas em caderno de encargos. Este estudo, realizado pelo LG do DEC da FCTUC, compreendeu as seguintes fases:

- Identificação e classificação do solo
  - Determinação do teor em água natural;
  - Realização do ensaio de análise granulométrica e dos ensaios dos limites de consistência.
- Definição das condições de preparação das misturas solo-cimento
  - Realização do ensaio de compactação Proctor, com o objetivo de determinar o teor em água ótimo;
  - Preparação de provetes mediante diferentes técnicas de mistura.
- Definição das características de mistura com base em ensaios de compressão simples e compressão diametral aos 7 dias de cura.
- Análise dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples e compressão diametral aos 28 dias de cura.

### 3.2.2 – Solo\_Leiria

O Solo\_Leiria foi recolhido na parte inferior de um talude com exposição a Sudeste, situada entre os lugares de Pousos e Marrazes, na zona de Leiria. O local onde o solo foi recolhido terá sido um local de extração de areias, atualmente abandonado. Na Figura 12, pode-se observar o local de extração do solo.



**Figura 12** - Local onde o Solo\_Leiria foi recolhido.

A Figura 13 apresenta o Solo\_Leiria em processo de secagem ao ar, nas instalações do Laboratório de Geotecnia (LG), do Departamento de Engenharia Civil (DEC):



**Figura 13** - Pormenor do processo de secagem ao ar do Solo\_Leiria.

### 3.2.2.1 – Enquadramento geológico do local de recolha do *Solo\_Leiria*

A zona de recolha do Solo\_Leiria situa-se no centro de Portugal, na orla Sedimentar Ocidental da Península Ibérica, que se estende do norte de Aveiro até à chamada península de Setúbal e cuja génese remonta ao final do Paleozóico, início do Mesozóico (Ribeiro, 1993). A região de Leiria apresenta áreas planas e pequenas elevações, que pouco ultrapassam os 400 metros de altitude (Teixeira et al., 1968).

Existiu alguma dificuldade em identificar a idade do solo, dado este ter sido recolhido numa zona de contacto geológico, entre formações de idade Miocénica e Pliocénica. A similaridade da descrição das formações do Pliocénico e do Miocénico que são representadas na Folha 23 – C (Leiria) da carta geológica de Portugal à escala 1:50 000 (Teixeira et al., 1968) também contribuiu para esta dificuldade, que foi ultrapassada através de um reconhecimento geológico da área circundante, o que permitiu identificar o solo recolhido como pertencendo ao Pliocénico de fácies continental (ver Figura 14).

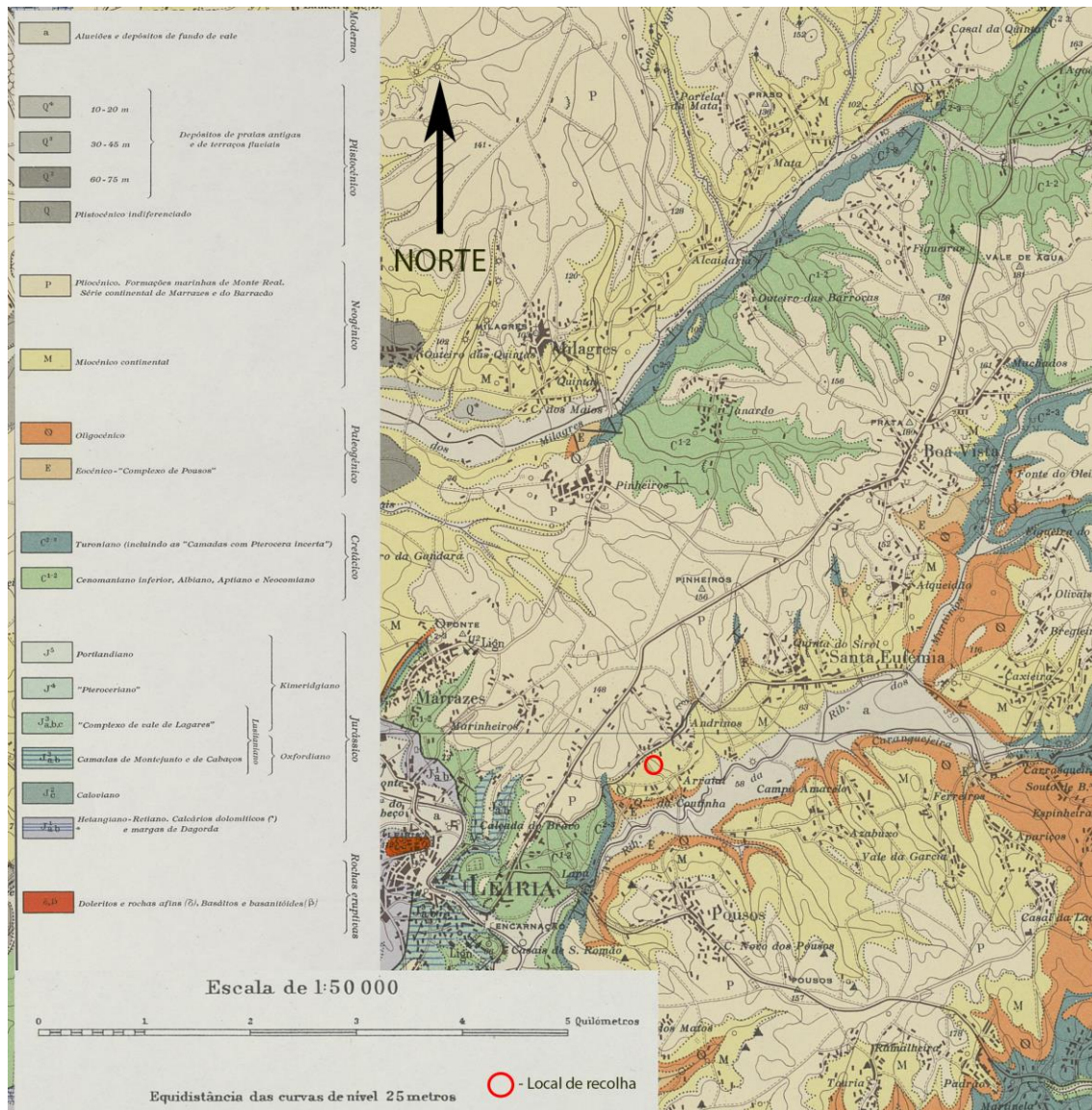


a)

b)

**Figura 14** - Pormenor de afloramento do Miocénico b) Pormenor de afloramento do Pliocénico.

Este complexo de cariz continental sobrepõe-se a série marinha pliocénica, representada por areias geralmente finas e por argilas acastanhadas ou azuladas, às vezes com conchas, e é representado por arenitos argilosos, areias e cascalheiras, com algumas intercalações argilosas e lignitosas (ver Figura 15). As areias desta idade geológica variam na aparência e composição, sendo que na zona da recolha se caracterizam por areias argilosas amareladas ou avermelhadas, com calhaus rolados.



**Figura 15** - Excerto da Folha 23-C (Leiria), da carta geológica de Portugal à escala 1:50000 (Teixeira et al., 1968).

### 3.3 – Identificação e caracterização dos solos

Neste estudo, foram realizados ensaios de identificação e caracterização dos solos, nomeadamente a análise granulométrica seguindo o procedimento indicado na especificação LNEC E 239 – 1970 e por granulómetro laser, limites de Atterberg, identificação da mineralogia por difração de raios X, o ensaio Proctor e o ensaio CBR. Com base nos resultados de alguns destes ensaios, os dois solos deste estudo foram classificados segundo as duas classificações mais utilizadas no nosso país, a especificação LNEC E 240 – 1970 - “Solos. Classificação para fins rodoviários”, e a norma ASTM D 2487 – 00 – “Standard Practice for

*Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)* (D-2487-00, 2003).

### 3.3.1 – *Análise granulométrica*

As análises granulométricas realizadas neste estudo foram executadas no Laboratório de Sedimentologia (LS) do Departamento de Ciências da Terra (DCT) da FCTUC, utilizando o granulómetro laser, aparelho da marca Beckman Coulter, modelo LS230, e seguindo as indicações preconizadas na especificação LNEC E 239 – 1970.

O ensaio por granulómetro laser realizado segue as indicações da ISO 13320-1 (1999) a par do procedimento interno do laboratório. A análise granulométrica realizada é apenas considerada como “certa” após três ensaios distintos terem resultados considerados aceitáveis e coerentes em termos de reprodutibilidade. Esta reprodutibilidade pode ser aferida visualmente ou recorrendo à análise de parâmetros estatísticos presentes na ISO 13320-1 (1999). Esta especificação visa determinar quantitativamente a distribuição por tamanhos das partículas de um solo retidas no peneiro ASTM nº 200, de malha 0,074 mm, e a percentagem de material passada nesse peneiro.

A preparação geral da amostra foi efetuada de acordo com o indicado no ponto 4 da especificação LNEC E 195 – 1966 *“Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação”*.

Em traços gerais, após um processo de secagem da amostra ao ar, e depois de uma separação da amostra em duas frações, por peneiração no peneiro ASTM nº10, com malha de 2 mm, o solo retido nesse peneiro foi desagregado com a ajuda de um almofariz. De seguida foi novamente peneirado no mesmo peneiro, tendo a fração retida nesse peneiro sido lavada e colocada em estufa a 105º Celsius. Após ter atingido massa constante, crivou-se em peneiros de abertura superior a 2 mm, começando pelo peneiro de abertura mais larga, tendo-se registado a massa de solo retida em cada peneiro.

A fração que passou no peneiro ASTM nº 10 foi, também, seca em estufa e após ter atingido massa constante tomaram-se cerca de 100 gramas, que foram colocados num copo com 250 cm<sup>3</sup> de água, onde haviam sido previamente dissolvidos 0,5 g do desfloculante hexametáfosfato de sódio. Após um período de repouso de cerca de uma hora, transferiu-se a solução para um peneiro ASTM nº 200, com abertura de malha de 0,074 mm, onde foi lavada com jato de água. De seguida, secou-se o solo retido nesse peneiro na estufa, e, atingida a

massa constante, peneirou-se, registando, tal como na fração grosseira, a massa retida em cada peneiro.

### 3.3.2 – Limites de consistência

A determinação dos limites de consistência, também designados limites de Atterberg, foi realizada seguindo as diretrizes da norma portuguesa NP – 143:1969 “*Determinação dos limites de consistência*” (NP, 1969).

Esta norma destina-se a definir os processos de determinação dos limites de liquidez, de plasticidade e de retração dos solos, para efeitos de engenharia civil.

A determinação dos limites de liquidez e de plasticidade é somente aplicável em solos com cerca de 30% ou mais de partículas com dimensão inferior a 0,05 mm.

### 3.3.3 – Ensaio de compactação

A técnica de compactação de solos está relacionada com o trabalho pioneiro de Ralph Proctor, na década de 30 do século XX.

A compactação consiste na aplicação repetida e rápida de cargas ao solo que culminam, basicamente numa diminuição do índice de vazios e num aumento do peso volúmico seco. A compactação eficiente de um solo reflete-se na melhoria de algumas das suas propriedades geotécnicas, nomeadamente num aumento da sua capacidade de suporte, menor deformabilidade, maior resistência ao corte e menor permeabilidade.

Recordando o que já foi mencionado no subcapítulo 2.2.1, o solo é composto por, pelo menos duas fases, a sólida e a gasosa, sendo que esta última pode estar total ou parcialmente preenchida por água, que, a existir, constitui a terceira fase do solo, a líquida.

Assim, o volume total ( $V$ ) de um solo será o somatório do volume da fase sólida ( $V_s$ ) com o volume de vazios ( $V_v$ ):

$$V = V_s + V_v = V_s + V_a + V_w \quad (\text{Eq. 1})$$

sendo este último, por sua vez, igual ao somatório do volume ocupado pela fase gasosa ( $V_a$ ) com o volume ocupado pela fase líquida ( $V_w$ ).

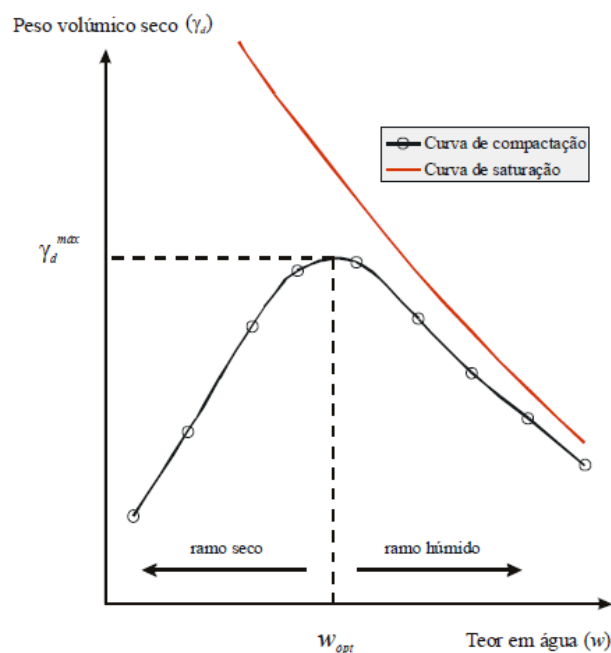


Ao provocar a diminuição do volume de vazios materializado através da expulsão do ar, o processo de compactação do solo aumenta o grau de saturação do solo. Convém salientar que a completa expulsão do ar é impossível, já que fica sempre algum ar aprisionado entre os grãos do solo (Santos, 2008).

Proctor constatou que a massa específica atingida através da aplicação de uma determinada energia de compactação é função do teor de humidade do material a ser compactado. A influência da humidade ocorre essencialmente no atrito entre as partículas sólidas do solo, tendo Proctor verificado que até um determinado teor em água, ocorria uma diminuição das forças capilares, do atrito e da resistência ao corte. O progressivo aumento do teor em água aumenta a lubrificação entre as partículas e promove a expulsão do ar presente no solo, através da formação de canalículos interligados. Essa lubrificação favorece o rearranjo e a aproximação entre as partículas, aumentando deste modo a densidade do solo.

No entanto, a partir de um determinado teor de humidade, a água impede a expulsão do ar do solo bloqueando as ligações com a atmosfera, não reduz o atrito nem promove a aproximação das partículas, o que faz com que a mesma energia de compactação que com um teor em água inferior conferia uma maior densidade ao solo deixe de obter o mesmo efeito.

A Figura 16 mostra pares de valores  $w - \gamma_d$ , obtidos através da compactação de um solo com diferentes teores em água. A projeção destes pares de valores num gráfico como o da Figura 16 dá origem à curva de compactação do solo:



**Figura 16** - Curva de compactação de um solo (Santos, 2008).

O lado à esquerda do ponto de inflexão da curva presente no gráfico da Figura 16 é designado de ramo seco da curva de compactação. O lado à direita é designado de ramo húmido. A curva de cor vermelha representa a curva de saturação, situação limite teórica com o ar totalmente expulso do solo, que pode ser definida através das expressões 2 e 3:

$$\gamma_d = \frac{G_s \times \gamma_w}{1 + e} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$S_r \times e = G_s \times w \quad (\text{Eq. 3})$$

Com:

$G_s$  = densidade das partículas sólidas;

$\gamma_w$  = peso volúmico da água

$e$  = índice de vazios;

$S_r$  = grau de saturação;

$w$  = teor em água

Substituindo a equação 2 em 3, temos na equação 4:

$$\gamma_d = \frac{G_s \times \gamma_w}{1 + \frac{G_s \times w}{S_r}} \quad (\text{Eq. 4})$$

A expressão 4 define, para um dado grau de saturação, a relação entre o teor em água e o peso volúmico seco.

Da análise da Figura 16 é também possível observar que para um determinado valor de peso específico seco correspondem dois teores em água distintos, um abaixo do ótimo, no ramo seco da curva de compactação, e outro acima do ótimo, no ramo húmido da curva de compactação. Apesar de ambos os teores em água corresponderem ao mesmo valor de peso

específico, o comportamento mecânico do solo será substancialmente diferente (Santos, 2008). Se for compactado no ramo seco da curva de compactação, o solo exibirá as seguintes características:

- Resistência ao corte elevada, aumentando com a energia de compactação;
- Variações da tensão neutra praticamente nulas, quando carregado;
- Eventuais fissuras;
- Expansão/colapso do solo, quando sujeito a um aumento do teor em água.

Por outro lado, se for compactado no ramo húmido da curva de compactação, o solo comportar-se-á da seguinte forma:

- Menor resistência e pouco sensível à variação da energia de compactação;
- Tensão neutra eventualmente elevada, nos vazios do solo;
- Expansão/colapso do solo praticamente não existente.

Para o ensaio Proctor, o procedimento de ensaio mais vulgarmente utilizado é o descrito na especificação LNEC E 197:1966 (LNEC, 1966), ou, também, na norma europeia EN 13286-2 (EN, 2010). Na realização deste estudo foi seguido o procedimento da especificação LNEC E 197:1966 (LNEC, 1966). Esta especificação fixa um método de determinação da relação entre o teor em água e o peso volúmico dos solos. Entre outras aplicações, o ensaio de compactação permite obter um termo de comparação para o controle do peso volúmico e do teor em água em obra. Esta especificação prevê quatro tipos principais de compactação.

- Compactação leve em molde pequeno
- Compactação leve em molde grande
- Compactação pesada em molde pequeno
- Compactação pesada em molde grande.

O critério de seleção do molde a utilizar, pequeno ou grande, é a dimensão granulométrica do solo. Se a percentagem de solo retida no peneiro ASTM nº 4 (4,76mm) for inferior a 20, deve utilizar-se o molde pequeno. Se esta percentagem for superior, deve utilizar-se o molde grande.

Já o tipo de compactação, leve ou pesada, depende da energia de compactação empregue, por pancada.

Assim, se o molde a utilizar for o pequeno, a compactação leve faz-se dividindo o provete em três cordões e compactando cada um destes cordões com 25 pancadas executadas com o

pilão leve, que tem uma massa de 2,49 kg e uma altura de queda de 0,305 m, o que garante uma transferência de energia, aquando do impacto do pilão com o solo contido no cilindro, de 7,45 N.m/pancada.

A compactação pesada em molde pequeno atinge-se dividindo o provete em cinco cordões e utilizando o pilão grande, que tem uma massa de 4,54 Kg e uma altura de queda de 0,457 m, o que garante uma transferência de energia, aquando do impacto do pilão com o solo contido no cilindro, de 20,35 N.m/pancada.

Se o molde a utilizar for o grande, a compactação leve faz-se dividindo o provete em três cordões e compactando cada um destes cordões com 55 pancadas executadas com o pilão leve.

A compactação pesada em molde grande atinge-se dividindo o provete em cinco cordões e utilizando o pilão grande (LNEC E 197:1966).

O tipo de compactação empregue deve ser escolhido consoante o tipo de solicitações a que o solo vai ser sujeito, e, tão importante quanto isso, o tipo de compactação a utilizar em obra. Assim, se for previsível a utilização em obra de meios de compactação leve, como saltitões ou placas compactadoras (ver figura 17), fará mais sentido determinar, em laboratório, o teor em água ótimo através da compactação leve.



**Figura 17** - Exemplos de saltitão (à esquerda, ) e placa compactadora (à direita). Imagens retiradas do website: <https://cepcar.wixsite.com/cepcar/compactao>, consultado em 23/02/2021).

Caso seja previsível utilizar meios de compactação pesados (ver figura 18), ou se as solicitações a que o material vá ser sujeito sejam mais intensas, deve-se optar pela compactação pesada.



**Figura 18** - Exemplos de cilindros compactadores. À esquerda, um monocilindro (retirado de: <https://www.directindustry.com/pt/prod/ammann/product-41134-1127687.html>, acedido em 23/02/2021), e à direita, um cilindro tandem (retirado de: <https://dynapac.com/au-en/products/compaction/cc142>, acedido em 23/02/2021).

Os ensaios de compactação realizados em ambos os solos que integram este estudo foram realizados para a determinação do teor em água ótimo, fator preponderante na escolha dos teores em água da bateria de ensaios a realizar.

### 3.3.3.1 – Compactação dos provetes (Fase 1)

Com o objetivo de aferir qual o método de compactação mais adequado para preparar os provetes deste estudo, experimentaram-se três formas diferentes de compactação, a compactação leve (PL) e pesada (PP) previstas no ensaio Proctor, e o apiloamento (AP).

Após a fase de secagem do solo ao ar em laboratório, seguiram-se, em traços gerais, as indicações previstas na norma LNEC E – 264:1972 “Solo-cimento – Ensaio de Compressão”.

Sucintamente, os desvios ao procedimento indicado na norma são os seguintes:

Na preparação dos provetes, utilizaram-se moldes em PVC suficientemente rígidos para prevenir eventuais deformações provocadas pelo impacto do pilão na mistura solo-cimento. A altura de 140 mm era garantida através do acoplamento de uma alonga de encaixe externo. Os tubos em PVC tinham as seguintes dimensões: 140 mm de altura e 70 mm de diâmetro.

Uma vez concluídas as operações de peneiração e repartição do solo utilizadas para obter a quantidade de solo necessária para a devida preparação de uma mistura solo-cimento com as dimensões acima especificadas, o solo foi colocado num tabuleiro, sendo adicionada a quantidade necessária de cimento para obter um teor de 10%. Após a homogeneização da

mistura, esta foi colocada no recipiente da misturadora, onde lhe foi adicionada o componente final, a água, também na devida proporção, de modo a atingir um teor em água de 11,14%.

A Tabela 4 apresenta a totalidade da informação relativa a esta fase do programa experimental:

Tabela 4 - Massa dos diferentes componentes da mistura, para cada provete.

Provete	Massa de solo (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)
P1_AP_7D_CS	1298,1	129,81	185,6
P1_AP_7D_CD	1384,3	138,43	198,0
P1_AP_28D_CS	1342,8	134,28	192,0
P2_AP_28D_CS	1238,1	123,81	177,0
P1_AP_28D_CD	1155,4	115,54	165,2
P2_AP_28D_CD	1297,5	129,75	185,5
P1_PP_7D_CS	1288	128,8	157,8
P1_PP_7D_CD	1184,7	118,47	145,2
P1_PP_28D_CS	1260,2	126,02	154,4
P2_PP_28D_CS	1245,1	124,51	152,6
P1_PP_28D_CD	1184,1	118,41	145,1
P2_PP_28D_CD	1404	140,4	172,0
P1_PL_7D_CS	1286,6	128,66	157,7
P1_PL_7D_CD	1456,6	145,66	178,5
P1_PL_28D_CS	1161,2	116,12	142,3
P2_PL_28D_CS	1190,8	119,08	145,9
P1_PL_28D_CD	1400,5	140,05	171,6
P2_PL_28D_CD	1217,2	121,72	149,2

A misturadora utilizada é de marca Hobart, modelo N-50. Todas as misturas foram sujeitas a 136 rotações por minuto, durante dois minutos.

A Figura 19 mostra as diferentes fases do processo de preparação da mistura solo-cimento:

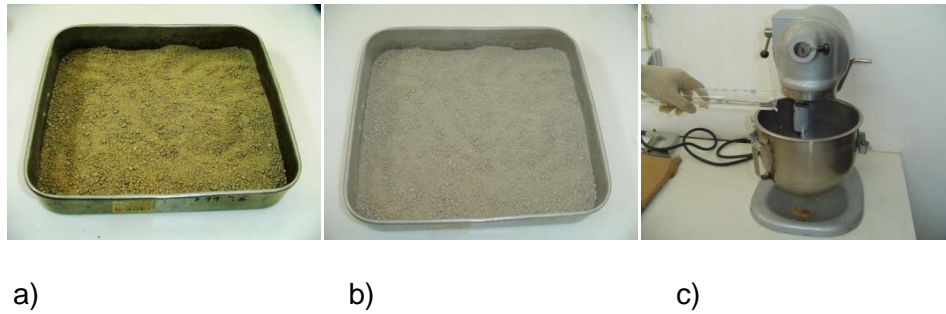


Figura 19 - a) solo; b) solo homogeneizado com cimento; c) adição da água, já na misturadora.

### 3.3.3.1.1 – Compactação pesada

Os provetes compactados com energia de compactação correspondente ao ensaio Proctor pesado foram preparados de forma semelhante aos preparados durante o estudo realizado pelo LG com o mesmo solo.

Assim, os provetes de solo-cimento foram inicialmente divididos em cinco cordões, que foram pesados individualmente de modo a ficarem com uma massa a rondar os 400 gramas. De seguida, o primeiro desses cordões foi introduzido no molde e foi sujeito a 25 pancadas com o pilão pesado. Antes da colocação do segundo cordão de solo, a superfície do primeiro, já compactado no interior do molde foi escarificada, de modo a atenuar a superfície de descontinuidade inevitavelmente gerada. O processo foi depois repetido para os restantes cordões. Após a compactação do quinto e último cordão, a alonga era retirada e as extremidades do molde (topo e base) retificadas com uma espátula. Imediatamente após a retificação, os provetes foram colocados em sacos plásticos inequivocamente identificados e colocados em câmara húmida, com uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa não inferior a 95% (ver Figura 20).



a)

b)

Figura 20 - a) Provetes após compactação e retificação; b) Provetes nos sacos plásticos.

Do material em excesso, foram pesadas e secas em estufa (a 110°C) duas cápsulas por provete, para aferir o teor em água aquando da preparação (ver Figura 21).



Figura 21 - Cápsulas para aferição do teor em água, em processo de arrefecimento antes da pesagem seca.

### 3.3.3.1.2 – Compactação leve

O procedimento usado para preparar os provetes com energia de compactação semelhante à do ensaio Proctor leve foi em tudo semelhante ao subcapítulo 3.3.3.1.1, com as diferenças a consistirem na utilização do pilão leve, em detrimento do pesado, e na divisão em três cordões, e não em cinco.



### 3.3.3.2 – Preparação dos provetes (Fase 2)

Na Fase 2 do programa experimental, optou-se por se efetuar uma correção da energia de compactação, em virtude do molde de PVC utilizado ter um diâmetro menor do que o do molde do ensaio Proctor. Assim, determinou-se que, para se transferir para aquele molde uma energia de compactação equivalente à transferida para o molde pequeno do ensaio Proctor teriam que se aplicar 11 pancadas por camada.

### 3.3.3.3 – Apiloamento

O método de compactação por apiloamento consistiu na sujeição, por parte de cada cordão de mistura solo-cimento a 25 pancadas com uma vara metálica, com uma altura de queda de cerca de 20 cm. A superfície entre cordões de solo-cimento foi igualmente escarificada. Um pormenor da compactação pode ser observado na Figura 22.



Figura 22 - Pormenor da compactação com apiloamento.

Tal como nos métodos anteriores, após a compactação do último cordão, a longa era retirada e as extremidades do molde retificadas com uma espátula. De seguida, foram colocados em sacos plásticos e guardados em câmara húmida.

### 3.3.4 – Ensaio de CBR (California Bearing Ratio)

O CBR é uma medida aferidora da capacidade de suporte de um solo e que permite determinar a espessura necessária dos pavimentos flexíveis. O ensaio consiste na medição da força necessária para a cravação de um pistão com diâmetro normalizado até uma certa

profundidade e a velocidade normalizada (1mm/min). Os valores obtidos são depois relacionados com os valores necessários para cravar um pistão semelhante até às mesmas profundidades e à mesma velocidade num provete normalizado. Em regra, utilizam-se os valores de penetração de 2,5 mm e 5,0 mm (LNEC, 1967).

O ensaio tem muitas similaridades com o Proctor, na fase da compactação, sendo o material compactado com o teor em água ótimo determinado nesse ensaio. Após a compactação, deixou-se decorrer um período de 96 horas com o provete imerso durante o qual se foi acompanhando a expansibilidade do material, e, findo esse período, procede-se à penetração do solo com o pistão.

### 3.4 – *Difração de Raios X*

Os raios X foram descobertos em 1895 pelo físico Alemão W. Roentgen, e são radiações invisíveis do espectro eletromagnético, sendo muito penetrantes e apresentando comprimentos de onda compreendidos entre os 0,01nm e os 10nm (Reis, 1986). A descoberta de Roentgen, a 8 de novembro de 1895, permitiu-lhe concluir alguns aspetos importantes relativos aos raios X, nomeadamente que (1) viajam em linhas retas, (2) são exponencialmente absorvidos na matéria, com o expoente aproximadamente proporcional ao material atravessado, (3) escurecem papel fotográfico, e (4), o material absorvido projeta uma sombra em papel revestido de platinocianeto de bário.

Outra descoberta fundamental teve lugar dezassete anos depois, em 1912, pela mão do físico alemão Max Von Laue, que descobriu que (1) as partículas de cristais são organizadas ordenada, repetida, e tridimensionalmente, (2) estes arranjos regulares são espaçados da mesma distância das dimensões dos raios X, e (3), como ocorre difração, assumiu-se que os raios X têm a forma de onda eletromagnética.

Ainda mais tarde, em 1923, Louis de Broglie evidenciou que “a energia de um feixe eletromagnético que interage com um meio é parcialmente transmitida, parcialmente refratada e espalhada, e parcialmente absorvida. Os pacotes de energia, ou fótons, podem ricochetear e transferir momento, o que é uma propriedade de partículas discretas, mas podem também ser difratados numa rede cristalina de tamanho apropriado e possuir comprimentos de onda mensuráveis, o que é uma propriedade de uma onda” (Moore e Reynolds Jr., 1989).

Os raios X são produzidos em tubos de raios X comerciais através do bombardeamento de um alvo metálico com um feixe de eletrões animados com grande energia cinética. Este alvo metálico produz dois tipos de radiação X: um espectro contínuo, e um espectro de riscas características. O primeiro deve-se à desaceleração sofrida pelos eletrões incidentes,

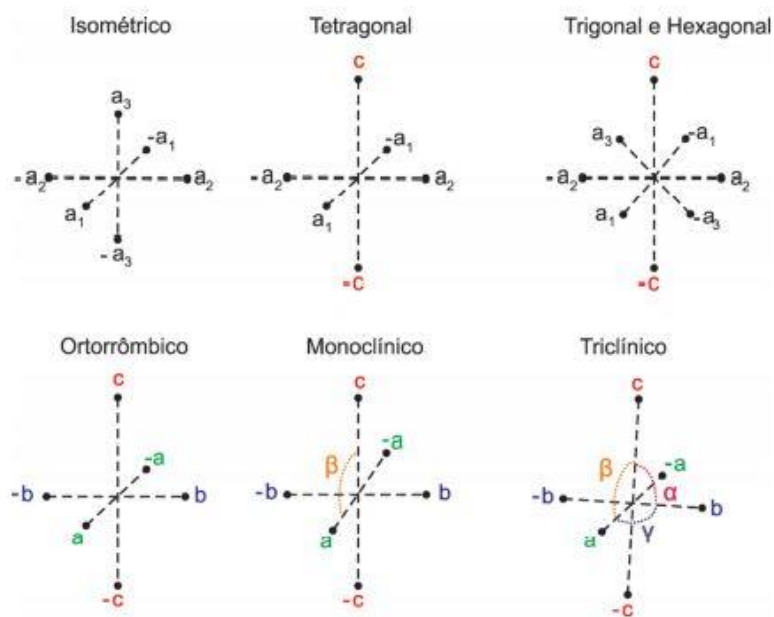
enquanto o espectro de riscas características corresponde à emissão de fótons X com comprimento de onda específico, originada pela excitação dos elétrons das camadas mais interiores do átomo, e pelas conseqüentes transições entre camadas eletrônicas (Reis, 1986).

Na análise realizada neste trabalho, apenas tem relevância este último espectro, de riscas características.

A difração de Raios X (DRX) é uma técnica utilizada desde os anos 30 do século passado na identificação e determinação da estrutura de substâncias cristalinas. É considerada essencial na caracterização mineralógica de minerais de argila e outros componentes cristalinos presentes nas frações granulométricas mais finas dos solos, como o silte e a argila.

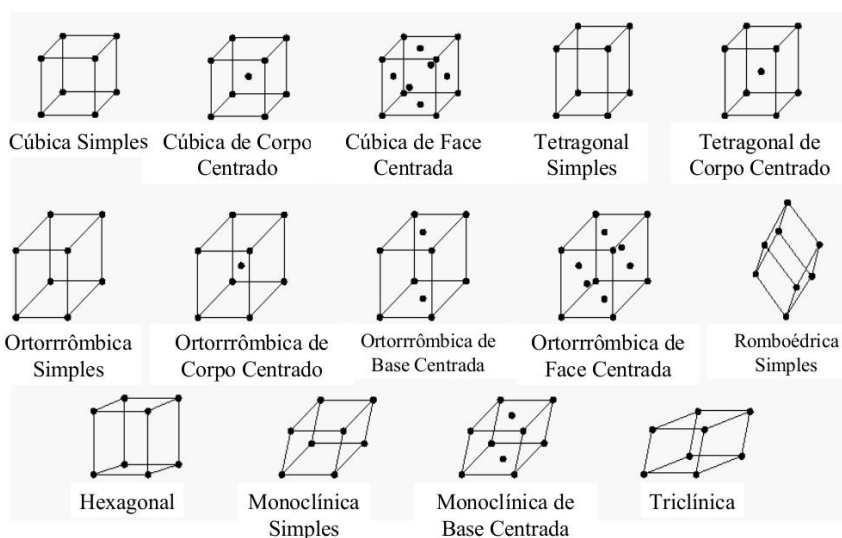
Os materiais sólidos podem ser classificados como cristalinos ou não cristalinos (amorfos). Os materiais cristalinos são os que apresentam regularidade no espaço ao longo de grandes distâncias atômicas, constituindo uma rede cristalina.

A Figura 23 mostra os 7 tipos de sistemas cristalinos que compõem o espaço tridimensional:



**Figura 23** - Tipos de sistemas cristalinos (retirado de (Atencio & Azzi, 2018)).

Estes sistemas cristalinos suportam 14 tipos de células unitárias, conhecidas por redes de Bravais (Figura 24), e que possuem características específicas que as diferenciam das restantes.



**Figura 24** - Redes de Bravais (adaptado de (García et al, 2018)).

A análise por DRX constitui-se como o fenômeno de interação entre o feixe de raios X incidente e os elétrons de um dado material. Esta técnica aproveita a estrutura regular dos minerais (estrutura cristalina), conjugada com a propriedade dos raios X se difratarem em fase, sem alteração do comprimento de onda, para obter padrões difratométricos específicos, equivalentes a uma impressão digital. Este fenômeno complexo foi formulado por W. L. Bragg (ver equação 7).

Assumindo que um feixe monocromático com um determinado comprimento de onda ( $\lambda$ ) incide sobre um cristal com um ângulo  $\theta$  (ângulo de Bragg), tem-se:

$$n\lambda = 2d\sin\theta \quad (\text{Eq. 7})$$

Em que:

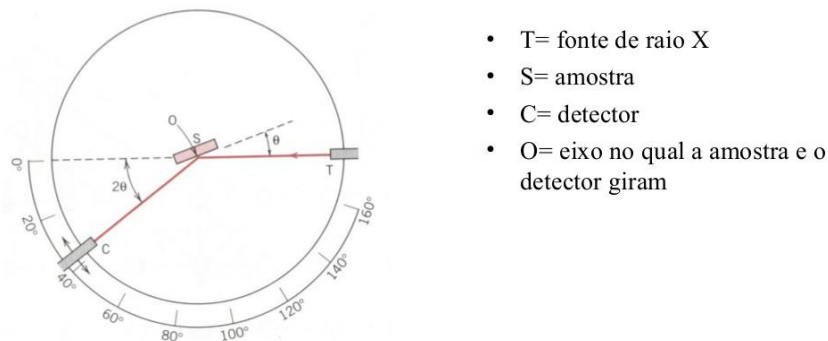
$\theta$  corresponde ao ângulo medido entre o feixe incidente e determinados planos do cristal;

$d$  é a distância interplanar;

$n$  é a ordem de difração.

Neste estudo foi utilizado o designado método da difração do pó, em que se recorre à técnica da difratometria. Neste método, o detetor de raios X é montado num braço móvel de um goniómetro conectado ao porta-amostras, mas com uma velocidade angular duas vezes superior relativamente à do porta-amostras. Isto tem o propósito de conseguir a focalização da radiação difratada. Um conjunto de fendas situadas antes da radiação incidente atingir a amostra, e outro conjunto situado depois da radiação ser refratada pela amostra permitem limitar a divergência vertical e angular da radiação incidente e da refratada.

O número de fótons que o detetor regista por unidade de tempo é a intensidade difratada numa estreita gama angular. Deste modo, os difratogramas apresentam os picos de difração em função do ângulo de difração  $2\theta$  (ver Figura 25).



**Figura 25** - Exemplo de difratómetro de Raios X (retirado de Callister and Rethwisch, 2007)

O feixe difratado é representado através de picos que se destacam da linha de base, em gráficos nos quais, no eixo dos yy se representa a intensidade, e no eixo dos xx, o ângulo  $2\theta$  (ou distância  $d$ ), constituindo assim o difratograma, de cada um é difratograma é possível retirar a intensidade dos picos, as posições angulares ( $2\theta$ ) ou distância interplanar ( $d$ ), e o perfil. Cada constituinte cristalino apresenta um padrão difratométrico característico que permite a sua identificação através das posições angulares e das intensidades relativas dos picos difratados.

As análises são executadas nas frações argila ( $<0,002\text{mm}$ ) e silte ( $0,02\text{mm} - 0,050\text{mm}$ ). Materiais mais grosseiros podem ser observados visualmente, ainda que com lentes de aumento, devido à possibilidade de individualização dos grãos (Teixeira et al., 2017).

A identificação mineralógica por difração de Raios X foi realizada no Solo\_Coimbra, no Solo\_Leiria, e numa argila utilizada para modificar a distribuição granulométrica do

Solo\_Leiria, com o objetivo de verificar a influência dos finos no comportamento mecânico do solo.

## 3.5 – Classificação dos solos

### 3.5.1 – Especificação LNEC E 240 – 1970 - “Solos. Classificação para fins rodoviários”

A especificação LNEC E 240 – 1970- “**Solos. Classificação para fins rodoviários**” destina-se a classificar os solos e suas misturas em grupos, com base nos resultados de ensaios de determinação de algumas das suas características físicas e atendendo ao seu comportamento em estradas.

A classificação baseia-se na percentagem de material que passa no peneiro ASTM de 0,075 mm, efetuando-se uma primeira divisão entre solos granulares e solos silto-argilosos para uma percentagem de material passado no referido peneiro de 35%

Posteriormente, definem-se grupos e subgrupos que são função quer da granulometria (valores percentuais de material passado nos peneiros ASTM de 0,420 mm e de 2 mm) quer da plasticidade do material (limite de liquidez e índice de plasticidade).

A classificação fica completa com a determinação do índice de grupo (IG), o qual pode ser determinado usando a fórmula empírica ou os ábacos presentes na especificação e que são função da percentagem de material passado no peneiro ASTM de 0,075 mm e dos limites de consistência. Este índice, que pode variar de 0 a 20, dá informação acerca da compressibilidade do solo, e aumenta com esta última (Luzia, 2008).

### 3.5.2 – Classificação Unificada dos solos

A norma ASTM D 2487 – 00 – “**Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**”(D-2487-00, 2003) tem por base a classificação estabelecida por Casagrande nos anos 40 do século XX para fins de construção de aeroportos e permite o enquadramento dos solos de origem mineral e orgânico-mineral para fins de engenharia, com base na determinação, em laboratório, das características dimensionais das partículas do solo, do limite de liquidez e índice de plasticidade.

Com base nas características referidas é possível definir 15 grupos distintos, os quais são representados por um símbolo, por exemplo GW. No entanto a classificação do solo fica completa apenas quando associado ao símbolo do grupo surge também o nome do grupo, que para o exemplo anterior poderia ser GW – cascalho bem graduado.

Nesta classificação começa-se por se efetuar uma primeira divisão do material em solos grossos e solos finos. Assim, se mais de 50% do material ficar retido no peneiro ASTM 0,075 mm, será um solo grosso. Se mais de 50% passar, será um solo fino. Pode acontecer que não se enquadre em nenhum dos casos referidos, caso seja um solo essencialmente constituído por matéria orgânica, como é o caso da turfa.

Os solos grossos podem ainda classificar-se como cascalhos ou areias, dependendo da percentagem da fração grossa (maior do que 0,075 mm) que passa na malha do peneiro ASTM nº 4. Se mais de 50% ficar retido, é um cascalho. Se mais de 50% passar, será uma areia. Quer os cascalhos quer as areias podem ainda ser classificados como limpos ou com finos, sendo limpos no caso de estarem presentes menos de 5% de finos, e com finos no caso de esta percentagem ser superior a 12%. No caso dos cascalhos e areias limpas é ainda possível fazer uma subdivisão com base nas características granulométricas do material, isto é, usando os coeficientes de uniformidade,  $C_u$ , e de curvatura,  $C_c$ , os quais permitem avaliar se o material é bem ou mal graduado. Se estiverem presentes mais de 12% de finos procede-se à classificação dos finos, o que permite depois classificar a fração grossa. No caso da fração fina ser superior a 5%, mas inferior a 12%, a classificação é feita usando dois símbolos.

Os solos finos são classificados com base na denominada carta de plasticidade de Casagrande, construída com base no limite de liquidez, no eixo horizontal e no índice de plasticidade, no eixo vertical.

Nesta carta encontram-se quatro campos distintos, limitados na horizontal pelo limite de liquidez de 50% e na vertical pela denominada linha “A”. Em cada um destes campos estão também incluídos os solos orgânicos, verificando-se se é um solo orgânico ou não através da relação expressa na Equação 8:

$$\frac{W_L(\text{após secagem em estufa})}{W_L(\text{sem secagem})} < 0,75 \quad (\text{Eq. 8})$$

em que  $W_L$  (após secagem em estufa) é uma segunda determinação do limite de liquidez, desta feita realizada no solo após este ter sido secado em estufa a 110° C (Luzia, 2008). Projetando os valores do  $W_L$  e do IP, obtém-se a classificação do solo (Luzia, 2008).

## 3.6 – Resistência Mecânica

Os ensaios de compressão simples e compressão diametral constituíram a larga maioria do programa experimental deste estudo. Os objetivos consistiam em avaliar a influência das seguintes variáveis:

- Teor em cimento;
- Teor em água;
- Adição de finos (10% de argila, no Solo\_Leiria).

Para poder avaliar a influência de uma variável, foram preparados provetes nos quais todas as outras variáveis foram mantidas constantes.

### 3.6.1 – Preparação dos provetes (Fase 1)

Após a fase de secagem do solo ao ar em laboratório, seguiram-se, em traços gerais, as indicações previstas na norma LNEC E – 264:1972 “*Solo-cimento – Ensaio de Compressão*”.

Sucintamente, os desvios ao procedimento indicado na norma são os seguintes:

Na preparação dos provetes, utilizaram-se moldes em PVC suficientemente rígidos para prevenir eventuais deformações provocadas pelo impacto do pilão na mistura solo-cimento. A altura de 140 mm era garantida através do acoplamento de uma alonga de encaixe externo. Os tubos em PVC tinham as seguintes dimensões: 140 mm de altura e 70 mm de diâmetro.

Uma vez concluídas as operações de peneiração e repartição do solo utilizadas para obter a quantidade de solo necessária para a devida preparação de uma mistura solo-cimento com as dimensões acima especificadas, o solo foi colocado num tabuleiro, tendo-lhe sido adicionada a quantidade necessária de cimento para obter um teor de 10%. Após a homogeneização da mistura, esta era colocada no recipiente da misturadora, onde lhe era adicionada o componente final, a água, também na devida proporção, de modo a atingir um teor em água de 11,14%.

A Tabela 5 apresenta a totalidade da informação relativa a esta fase do programa experimental:

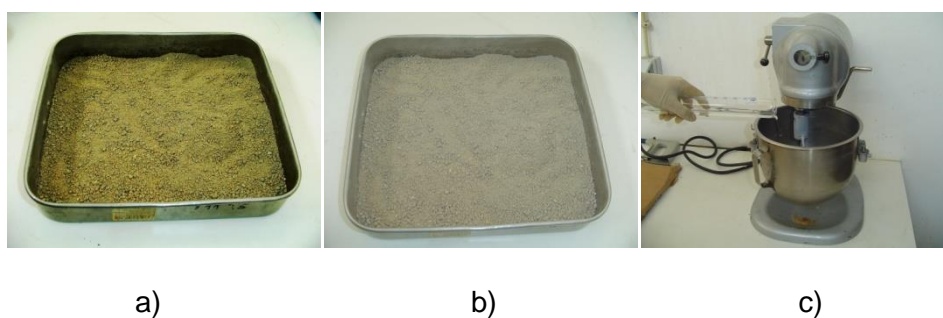


**Tabela 5 - Massa e características geométricas de cada provete.**

Provete	Massa do provete (g)	Diâmetro médio (mm)	Altura média (mm)
P1_AP_7D_CS	1069,67	68,88	140,22
P1_AP_7D_CD	1056,02	68,33	140,08
P1_AP_28D_CS	1066,69	68,93	140,60
P2_AP_28D_CS	1065,02	68,90	140,65
P1_AP_28D_CD	1079,56	68,30	140,83
P2_AP_28D_CD	1066,73	68,62	140,75
P1_PP_7D_CS	1151,98	68,71	139,98
P1_PP_7D_CD	1151,68	68,92	140,05
P1_PP_28D_CS	1147,30	68,37	139,33
P2_PP_28D_CS	1156,71	68,17	139,98
P1_PP_28D_CD	1141,95	68,70	139,75
P2_PP_28D_CD	1131,84	68,80	140,07
P1_PL_7D_CS	1149,08	68,82	140,07
P1_PL_7D_CD	1157,88	68,73	139,93
P1_PL_28D_CS	1154,57	68,58	139,50
P2_PL_28D_CS	1150,63	67,85	139,80
P1_PL_28D_CD	1165,87	68,33	140,23
P2_PL_28D_CD	1158,79	68,00	140,80

A misturadora utilizada é de marca Hobart, modelo N-50. Todas as misturas foram sujeitas a 136 rotações por minuto, 136, durante dois minutos, perfazendo um total de 272 rotações.

A Figura 26 mostra as diferentes fases do processo de preparação da mistura solo-cimento.



**Figura 26 - a) solo; b) solo homogeneizado com cimento; c) adição da água, já na misturadora.**

### 3.6.2 – Armazenamento e compressão dos provetes

Cerca de 24 horas depois da compactação, os provetes foram desmoldados, sendo de seguida novamente colocados nos sacos plásticos e na câmara húmida. A figura 27 mostra um pormenor da desmoldagem de um provete, assim como um provete após desmoldagem.



a)

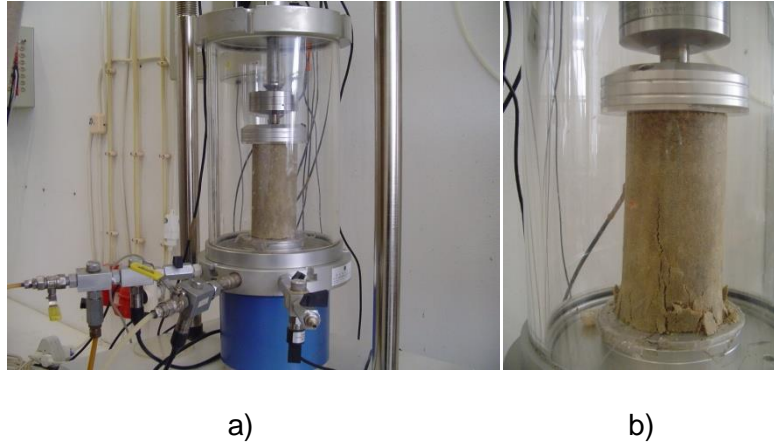
b)

**Figura 27** - a) Desmoldagem de um provete, recorrendo a um macaco hidráulico; b) Provede após desmoldagem.

Os provetes permaneceram armazenados em câmara de cura com temperatura e humidade controladas até ao dia previsto para serem ensaiados. Nos dias previstos, os provetes foram retirados da câmara de cura e do respetivo saco plástico e as suas dimensões foram determinadas. Findo este processo, os provetes foram ensaiados. De seguida, retiraram-se duas porções por provete para pesagem e secagem em estufa, com o objetivo de determinar o teor em água no momento do ensaio.

### 3.6.3 – Compressão simples

Os ensaios de compressão simples foram executados no LG do DEC, numa máquina de marca ELE DIGITAL TRITEST, com capacidade de 50 kN. A velocidade de corte foi de 1 mm/min (ver Figura 28).



**Figura 28** - a) Pormenor do ensaio de compressão simples; b) Provete após rotura.

A resistência à compressão (tensão de rotura) foi determinada através da Equação 9, de acordo com o estipulado na especificação LNEC E 264 – 1972.:

$$\text{Tensão de rotura (MPa)} = \frac{F}{A} \quad (\text{Eq. 9})$$

Em que:

F é a carga máxima aplicada, em N;

A é a área da seção transversal do provete, em mm<sup>2</sup>.

Na fase 1 dos ensaios efetuou-se uma análise da influência da deformação axial nos resultados.

### 3.6.4 – Compressão diametral

Os ensaios de compressão diametral foram executados no LG do DEC, numa máquina de marca TRISTAR, com capacidade de 50kN (ver Figura 29). A velocidade de corte foi de 0,1 mm/min. Foi seguido o procedimento indicado na norma NLT 304/89.



a)

b)

**Figura 29** - a) Pormenor do ensaio de compressão diametral; b) Provete após rotura.

A resistência à compressão diametral foi determinada através da Equação 10:

$$T = \frac{2P}{\pi ld} \quad (\text{Eq. 10})$$

Em que:

T é a resistência à compressão diametral, em MPa;

P é carga máxima aplicada, em N;

l é o comprimento do provete, em mm;

d é o diâmetro do provete, em mm.



## 4- Análise e Discussão dos resultados

### 4.1 – Análise granulométrica

#### 4.1.2 - Solo\_Coimbra

A análise granulométrica que integra o estudo realizado no LG do DEC baseou-se na especificação LNEC E 239 – 1970 (LNEC, 1970).

Projetando graficamente a percentagem retida acumulada em cada peneiro, obteve-se a distribuição granulométrica do solo, representada na Figura 30.

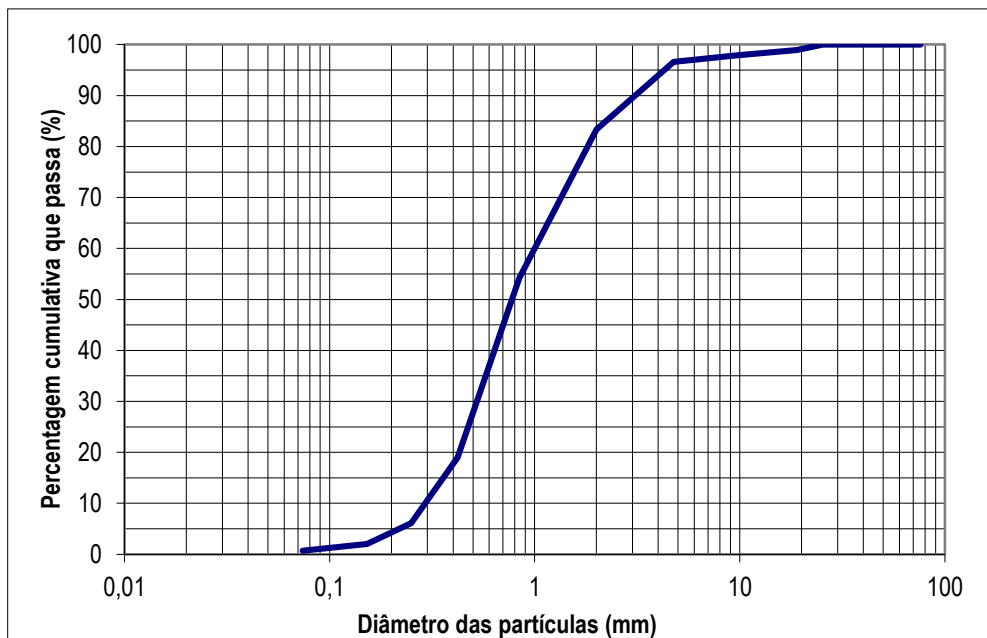


Figura 30 - Distribuição granulométrica do Solo\_Coimbra (especificação LNEC E 239 – 1970).

Do gráfico da Figura 30, retira-se que o solo é composto por cerca de 82,5% de partículas de dimensão areia (0,075 – 2mm), e por cerca de 17% de partículas de dimensão cascalho (neste caso concreto, de 2mm a 25,4mm). A percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,075mm (silte e argila), é de cerca de 0,8%.

Os resultados da análise granulométrica realizada no granulómetro laser do Departamento de Ciências da Terra estão patentes na Figura 31. Na Figura 32 está representada a curva de frequência dimensional do Solo\_Coimbra.

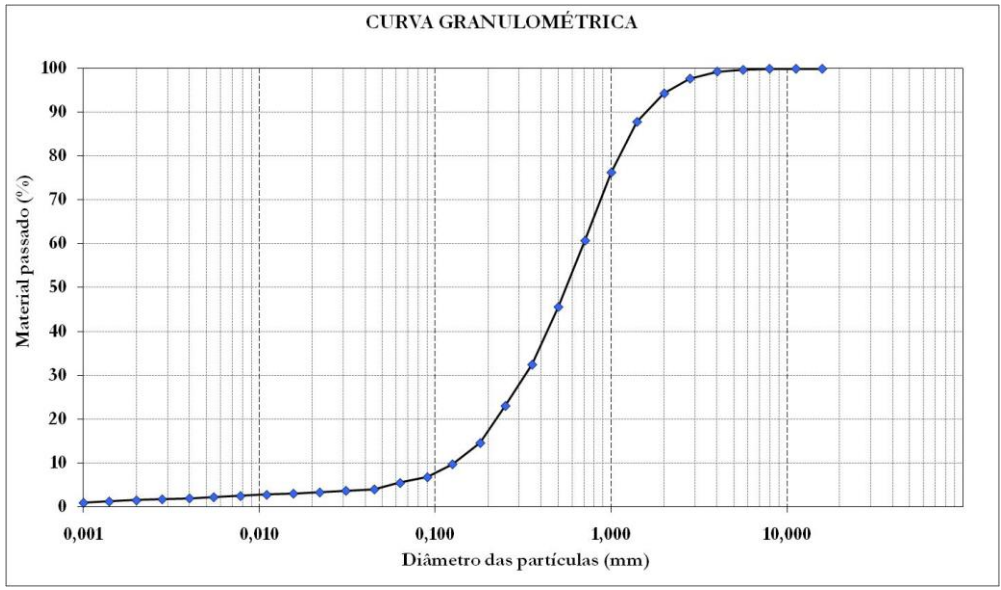


Figura 31 - Distribuição granulométrica do Solo\_Coimbra (granulômetro laser).

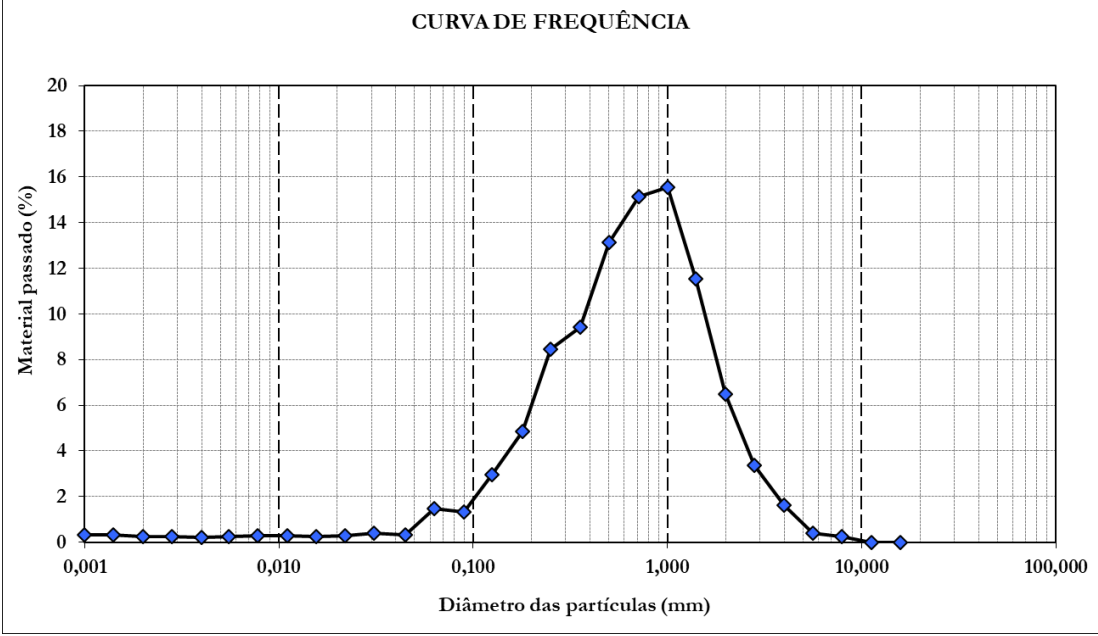


Figura 32 – Curva de frequência dimensional do Solo\_Coimbra (granulômetro laser).

A análise granulométrica realizada no granulômetro laser devolveu resultados similares, com as partículas arenosas a representarem cerca de 90% do solo ensaiado, as partículas siltsas cerca de 4,5%, e as partículas argilosas a representarem menos de 1% do solo

### 4.1.3 – Solo\_Leiria

A Figura 33 mostra a análise granulométrica realizada ao Solo\_Leiria utilizando o granulómetro laser do LS do DCT. A Figura 34 apresenta a curva de frequência dimensional do Solo\_Leiria.

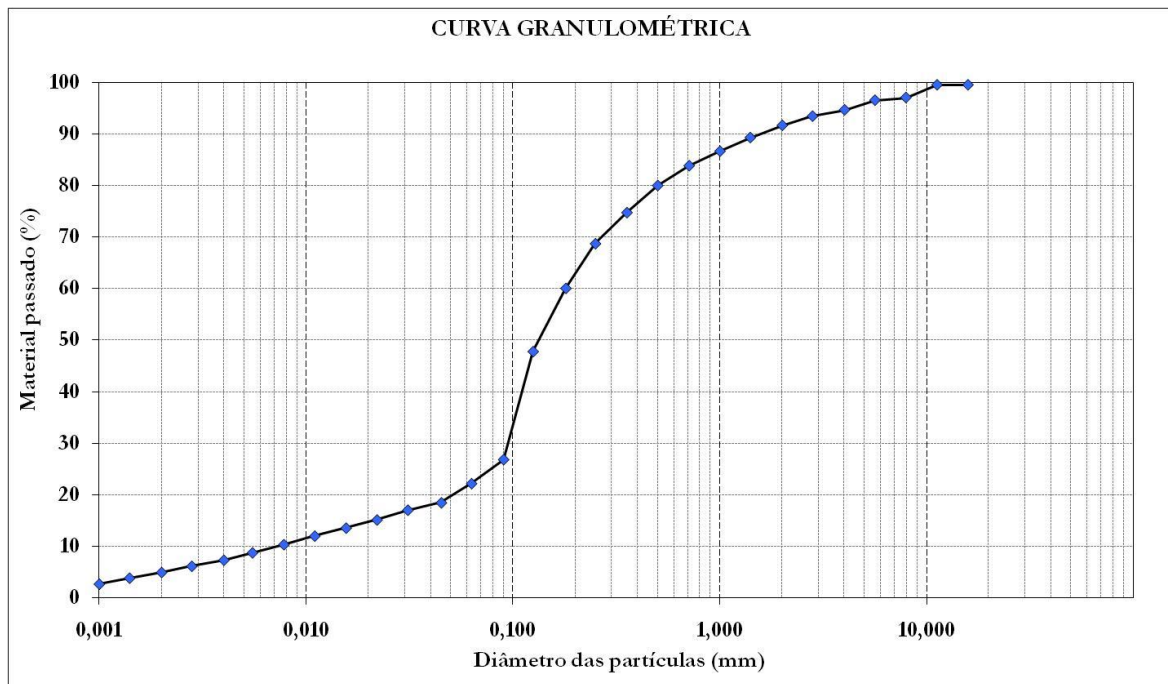
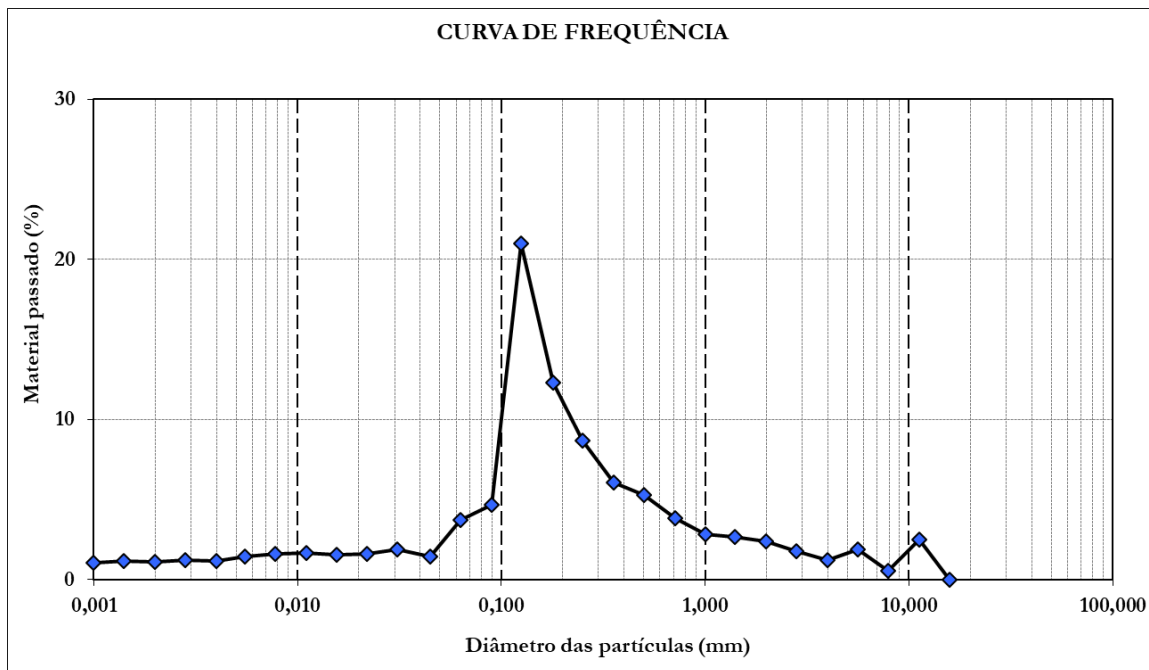


Figura 33 - Distribuição granulométrica do Solo\_Leiria (granulómetro laser).





**Figura 34** – Curva de frequência dimensional do Solo\_Leiria (granulômetro laser).

O solo Leiria compreende cerca de 8,24% de partículas de dimensão cascalho, 69% de partículas arenosas, 17% de partículas siltsosas, e 5,5% de partículas argilosas.

## 4.2 - Limites de Consistência

### 4.2.1 – Solo\_Coimbra

Observando a curva granulométrica, verifica-se que a quantidade de material passado no peneiro de malha 0,075 mm (nº 200) é ínfima, considerou-se a presença de argila como negligenciável.

Uma vez que o Solo\_Coimbra não contém pelo menos 30% em massa de partículas com dimensão inferior a 0,05 mm, foi considerado não plástico.

### 4.2.2 – Solo\_Leiria

Analisando a curva granulométrica do Solo\_Leiria, verifica-se que este solo não possui pelo menos 30% em massa de partículas com dimensão inferior a 0,05 mm, tendo sido por isso considerado não plástico. Ainda assim, tentou-se realizar um ensaio para determinações dos limites de Atterberg, sem sucesso, uma vez que o solo não permitia sequer a formação dos

cilindros necessários para a determinação do limite de plasticidade, e fechava imediatamente o sulco provocado pelo riscador após apenas uma pancada (ver Figura 35).



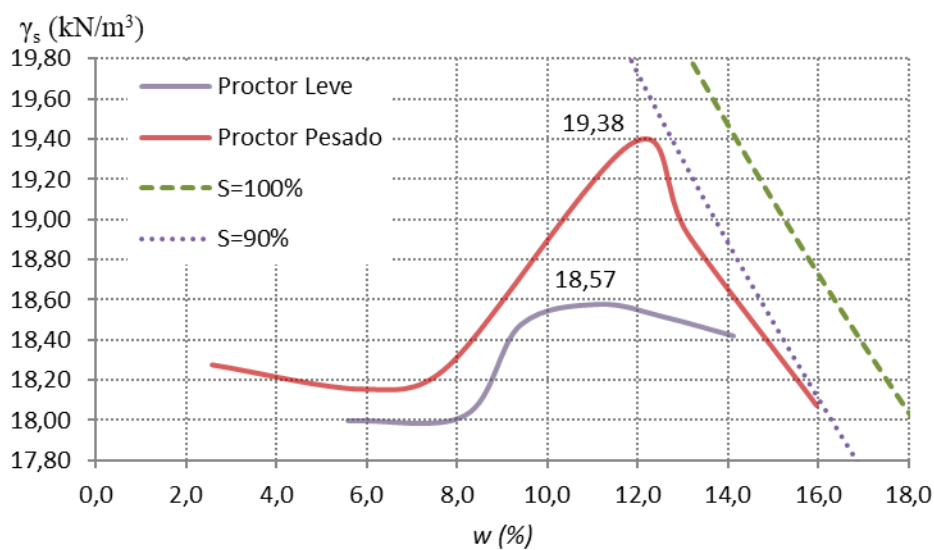
**Figura 35** – Demonstração das tentativas goradas de realização do ensaio de determinação dos limites de Atterberg.

A Figura 35-a mostra a tentativa falhada de moldar um rolo com 3mm de espessura. A Figura 35-b mostra o solo na concha de Casagrande após um só ciclo de queda da concha.

## 4.3 – Ensaio de compactação

### 4.3.1 – Solo\_Coimbra

Foram realizados 2 ensaios de compactação no Solo\_Coimbra. Num dos ensaios foi utilizada a compactação pesada, e no segundo ensaio, foi realizada a compactação leve. Os resultados dos ensaios estão representados na figura 36.

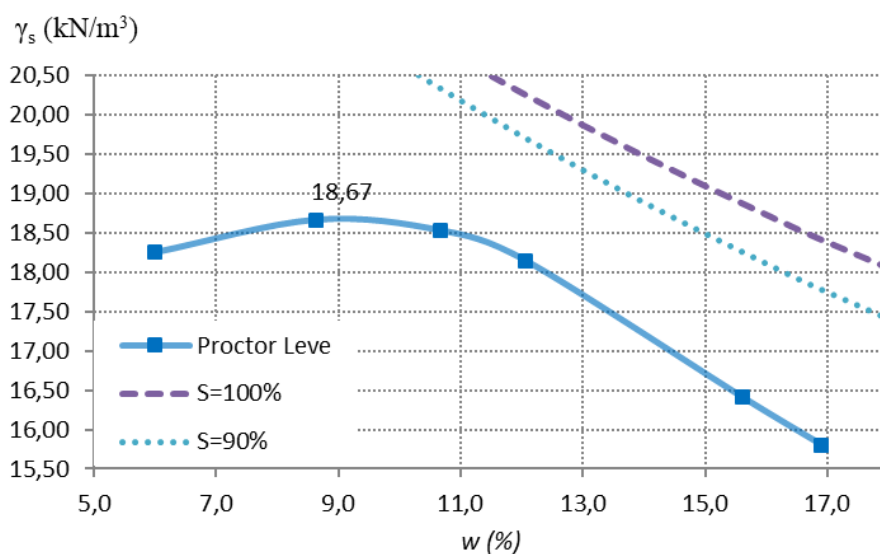


**Figura 36** - Representação gráfica das curvas de compactação do Solo\_Coimbra.

Da análise da figura retira-se que, ao utilizar uma energia de compactação mais elevada (20,35 N.m/pancada), atingiram-se valores do peso volúmico seco mais elevados, como seria de esperar. No entanto, quando se empregou uma energia de compactação mais baixa (7,45 N.m/pancada), não se verificou um deslocamento do teor em água ótimo para a direita, contrariando o que seria expectável, tendo-se atingido o resultado de 18,57 kN/m<sup>3</sup>, para um teor em água de 11,1%.

#### 4.3.2 – Solo\_Leiria

Foi realizado um ensaio de compactação ao Solo\_Leiria, do tipo compactação leve, em molde pequeno (ver figura 37). A opção pela compactação leve deve-se ao facto de o objetivo deste estudo estar mais vocacionado para caminhos pedonais, ciclovias, e outras aplicações em que os meios de compactação utilizados em obra sejam leves, e em que as solicitações mecânicas durante o período de vida da obra não sejam muito intensas, e também porque foi o método que devolveu melhores resultados na fase 1 de ensaios.

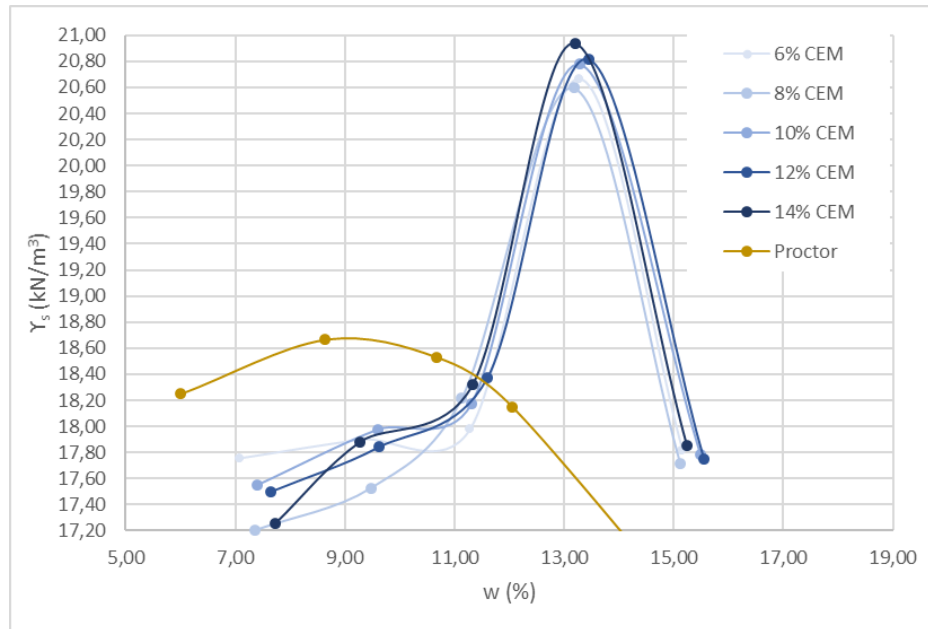


**Figura 37** - Representação gráfica da curva de compactação do Solo\_Leiria.

O ensaio permitiu definir o teor em água ótimo de 8,63%, que permitiu alcançar um peso volúmico máximo de 18,67 kN/m<sup>3</sup>.

### 4.3.3 – Comparação do peso volúmico seco máximo do solo não ligado com as diferentes misturas

Na Figura 38 é possível observar a curva de compactação do Solo\_Leiria, assim como as características dos provetes moldados com as diferentes percentagens de ligante.



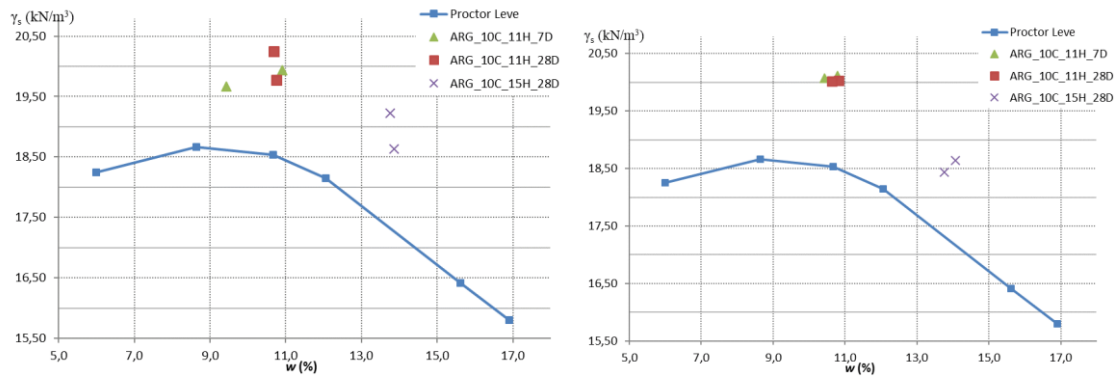
**Figura 38** – Peso volúmico dos provetes moldados com solo estabilizado (compactados) e Proctor do solo não estabilizado.

Da análise da Figura 38, é possível retirar que a influência do ligante é notória e extremamente importante na baridade seca da mistura solo-cimento. À esquerda do teor ótimo determinado no ensaio Proctor (8,63%), a água que no solo não estabilizado exerce um efeito de redução do atrito entre as partículas do solo permitindo uma compactação mais eficaz (e crescente à medida que se vai aumentando o teor em água até pico da curva) é reclamada pelos constituintes do cimento. Uma consequência é a de muitos dos provetes preparados com 7% (e mesmo alguns com 9%) de teor em água não atingirem valores tão elevados de peso volúmico seco como o do solo não tratado. Outra consequência é a do deslocamento do pico de compactação ótimo das misturas de solo-cimento para a direita e para cima da curva do solo não estabilizado, para valores de  $\gamma_s$  a rondar os 20,5 a 20,9  $\text{kN/m}^3$ , e um correspondente teor em água ótimo próximo dos 13%-13,5%.

Isto deve-se claramente à incorporação das partículas de cimento, mais finas, na mistura, e à sua densidade mais elevada.

Em suma, há um deslocamento da curva de compactação para a direita e para cima da curva do solo não estabilizado, atingindo-se valores ótimos de teor em água a rondar os 13%, que permitem atingir valores de  $\gamma_s$  muito próximos de 20-20,5 kN/m<sup>3</sup>.

A figura 39 apresenta os valores do peso volúmico seco dos provetes preparados com adição de 10% de argila.



**Figura 39** - Peso volúmico seco dos provetes preparados com 10% de argila para ensaio de compressão simples (à esquerda) e diametral (à direita) aos 7 e aos 28 dias (Solo\_Leiria).

A adição de 10 % argila aos provetes preparados com 10% de cimento e 11% de teor em água resultaram, em comparação com os provetes preparados com a mesma quantidade de ligante e água (mas sem argila), num acréscimo no  $\gamma_s$ , de cerca de 1,5 kN/m<sup>3</sup> (ver figura 38). Quanto aos provetes preparados com argila e 15% de teor em água (e os mesmos 10% de ligante), resultaram, também em comparação com os provetes preparados com as mesmas quantidades de ligante e água, em valores de  $\gamma_s$  mais elevados em cerca de 0,5-1 kN/m<sup>3</sup>.

#### 4.4 – Ensaio de CBR

Foi realizado um ensaio de CBR ao Solo\_Leiria, preparado com o teor em água ótimo definido no ensaio Proctor. A figura 40 mostra um pormenor da execução do ensaio CBR (fase da penetração com pistão normalizado). Os resultados estão patentes na Tabela 6.



**Figura 40** – Equipamento utilizado no ensaio CBR, situado no laboratório de pavimentos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

**Tabela 6** – Resultados do ensaio de CBR.

Valor CBR (%)	Teor em água na compactação (%)	Peso volúmico seco (g/cm <sup>3</sup> )	Teor em água após embebição (%)
12	6,5	1,76	16,1

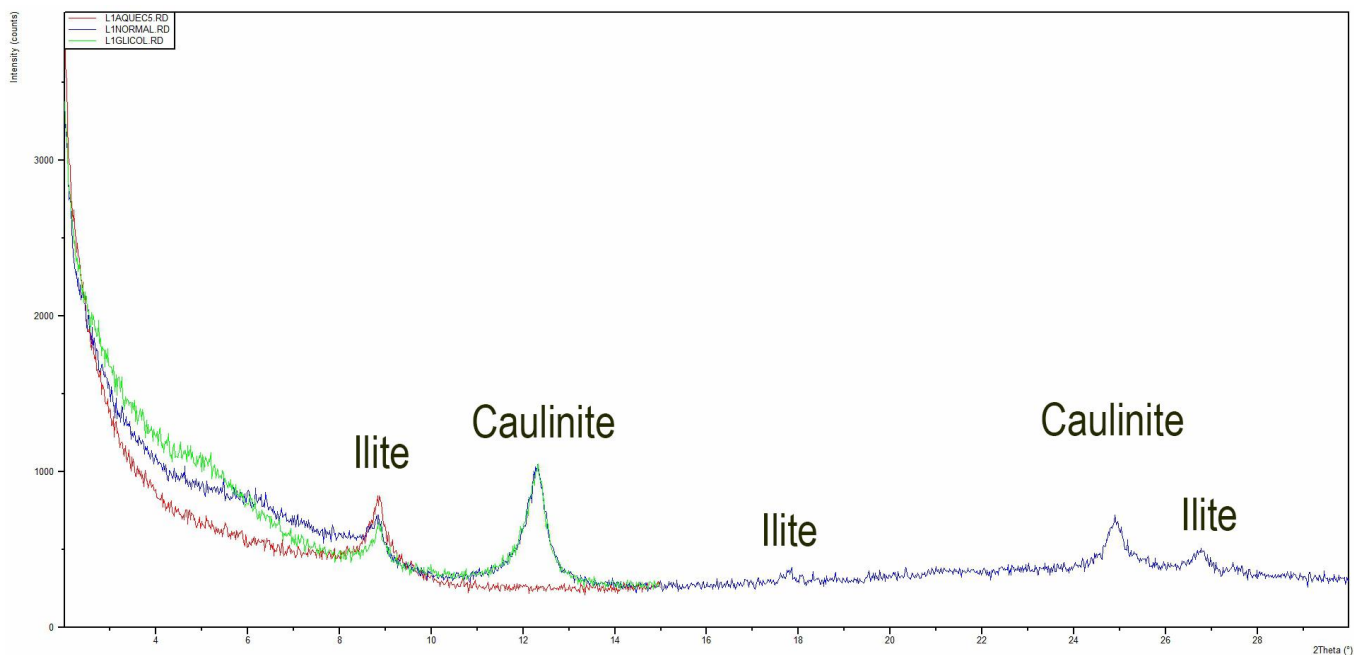
O resultado do ensaio CBR (12%) permite enquadrar o solo utilizado neste estudo na classe de terrenos de fundação S3, de acordo com o quadro 4.2 do capítulo 4 do Manual de Conceção de Pavimentos para Rede Rodoviária Nacional (MACOPAV) (Prates, 1996), que o habilitaria a ser utilizado nas camadas de aterro e leito do pavimento.

## 4.5 – Difração de Raios X

De seguida apresentam-se os resultados obtidos dos ensaios de difração de Raios X. As tabelas com os picos difratométricos apresentam-se no ANEXO B – Picos difratométricos.

### 4.5.1 – Solo\_Coimbra

A Figura 41 apresenta o Difratograma do Solo\_Coimbra.

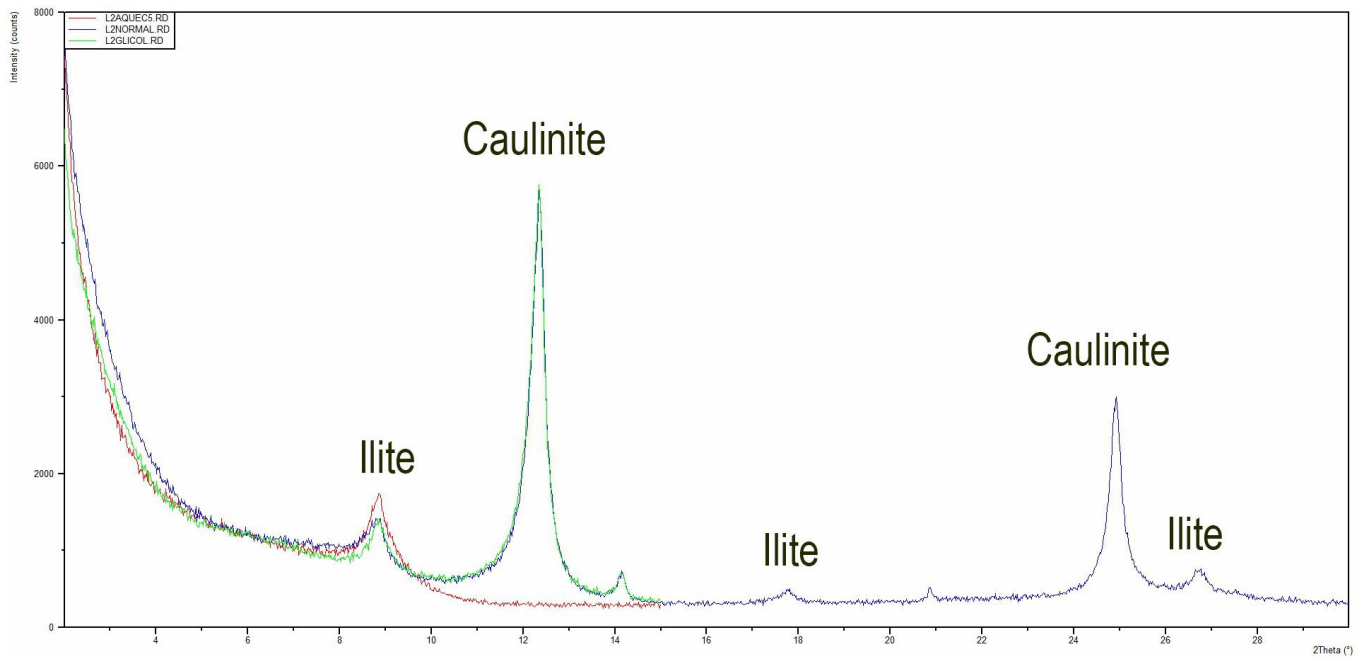


**Figura 41** – Difractograma do Solo\_Coimbra.

Da análise da Figura 41, e recorrendo à bibliografia que permite a identificação dos minerais argilosos presentes (Moore e Reynolds Jr., 1989), conclui-se que a amostra ensaiada reflete a presença de Illite aos  $8.8783^\circ$  ( $2\theta$ ), que se repete aos  $26.628^\circ$  ( $2\theta$ ). O segundo pico, que deveria situar-se próximo dos  $18^\circ$  ( $2\theta$ ) não é visível no ensaio. A mesma amostra revela ainda a presença de caulinite aos  $12.106^\circ$  ( $2\theta$ ), repetindo-se aos  $25.658^\circ$  ( $2\theta$ ).

#### 4.5.2 – Solo\_Leiria

A Figura 42 apresenta o Difractograma do Solo\_Leiria.



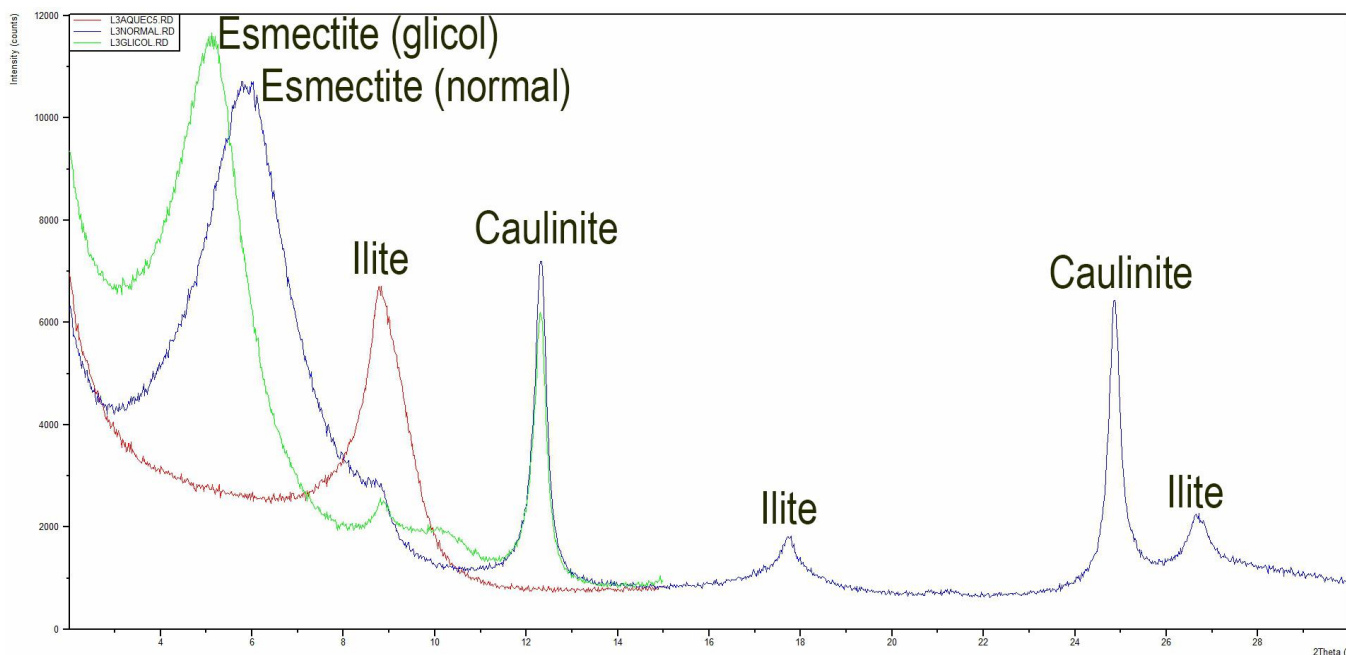
**Figura 42** – Difratoograma do Solo\_Leiria.

O Solo\_Leiria revelou conter os mesmos minerais do solo\_Coimbra, no ensaio de DRX. Assim, este solo apresenta os minerais argilosos de illite e caulinite.

#### 4.5.3 – Argila (adicionada ao Solo\_Leiria)

A Figura 43 apresenta o Difratoograma da argila adicionada ao Solo\_Leiria.





**Figura 43** – Difrátograma da argila adicionada ao Solo Leiria.

A amostra de argila ensaiada revelou conter, para além da ilite e caulinite que ambos os solos possuem, o mineral esmectite, denunciado pelo pico da amostra glícolada a rondar os  $5.8^\circ$  ( $2\theta$ ), que é “arrastado” para os  $6^\circ$  ( $2\theta$ ), obtidos na determinação com a amostra normal que foi seca ao ar.

## 4.6 – Classificação dos solos

Analisando as curvas granulométricas foi ainda possível classificar os solos, segundo a especificação LNEC E 240 – 1970 – “*classificação para fins rodoviários*” e segundo a classificação unificada, (norma ASTM D 2487 – 00 - “*Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*” (D-2487-00, 2003).

### 4.6.1 – Especificação LNEC E 240 – 1970-- “Solos. Classificação para fins rodoviários”

Analisando as curvas granulométricas do Solo\_Coimbra em pontos-chave como o são a percentagem acumulada de material passada nos peneiros 2 mm ( $n^\circ 10$ ), 0,425 mm ( $n^\circ 40$ ), e 0,075 mm ( $n^\circ 200$ ), verifica-se que o solo se enquadra no grupo A-1-b do quadro “Classificação de Solos” do anexo da especificação LNEC E 240 – 1970.

Projetando a percentagem de material passado no peneiro com malha de 0,075 mm (nº 200) nos dois ábacos em anexo da mesma especificação, chegamos ao índice de grupo deste material: 0. Deste modo, o Solo\_Coimbra é classificado como **A-1-b (0)**, sendo o material característico deste subgrupo uma “**areia grossa, com ou sem material aglutinante bem graduado**”, prevendo-se um comportamento na camada sob o pavimento de “**excelente a bom**”.

Analisando a curva granulométrica do Solo\_Leiria nos mesmos pontos chave, classificou-se este solo como A-2-4 (0). Este subgrupo é constituído por vários **materiais granulares contendo 35% ou menos de partículas com dimensão inferior a 0,074 mm**. Para além disso, a fração que passa no peneiro 0,420 mm é **não plástica**. Prevê-se um comportamento na camada sob o pavimento de “**excelente a bom**”.

#### 4.6.2 – Classificação Unificada dos solos

Para classificar o Solo\_Coimbra seguindo as diretrizes desta norma, é então necessário analisar a curva granulométrica. Atendendo a que mais de 50% do solo passa no peneiro 4,75 mm (passa cerca de 95% do solo), e que o  $C_u$  é inferior a 6 ( $C_u=5$ ) e o  $C_c$  se situa entre 1 e 3 ( $C_c=1,11$ ), o solo é classificado com o nome de grupo SP-SM – areia mal graduada com silte.

Analisando a curva granulométrica do Solo Leiria, e atendendo ao facto de que cerca de 76% do solo fica retido no peneiro com malha de 0,075mm, o solo é inicialmente enquadrado como “solo grosseiro”. Uma vez que, da fração retida no peneiro de 0,075mm, cerca de 75% passa no peneiro com malha de 4,75mm, o solo é enquadrado como sendo uma areia. Finalmente, como passam mais de 12% de partículas no peneiro com malha de 0,075mm, e os finos apresentam características (de acordo com a ASTM 2488) que se encaixam na categoria de “silte”, o solo é classificado como SM – areia com silte.

Este resultado enquadra de forma coerente o solo na classe de terrenos de fundação S3, tal como referido no ponto 4.4 deste trabalho.

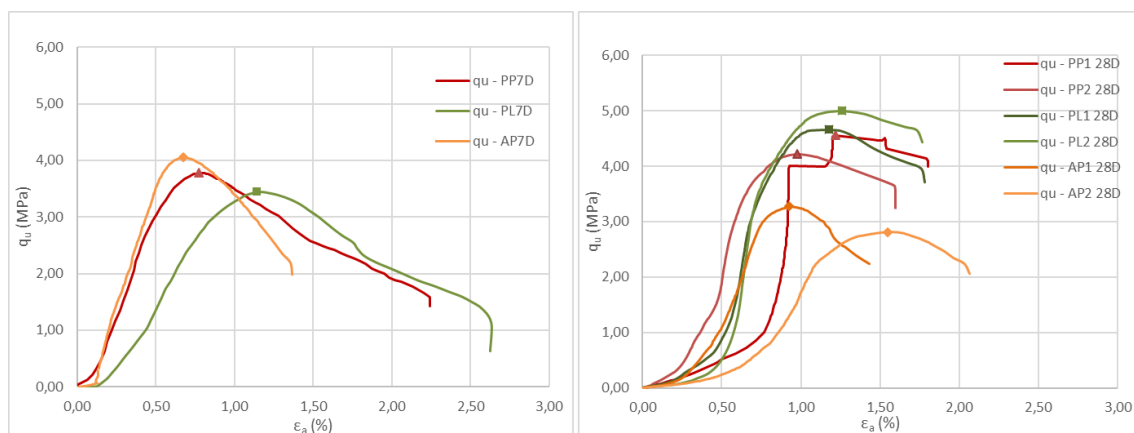
Também neste ponto, os autores (Anunção, 2020; e Goulart 2020) classificaram o solo de acordo com esta diretiva, tendo (ambos) classificado o solo como sendo uma areia média a grossa, limpa e mal graduada.

## 4.7 – Resistência Mecânica

É importante salientar que as propriedades mecânicas de uma mistura de solo-cimento vão depender sempre das propriedades iniciais do solo e do tipo de ligante utilizado. Assim sendo, os resultados apresentados neste capítulo demonstram inequivocamente a influência do teor em água e da dosagem de ligante utilizada nessas propriedades.

### 4.7.1 - Análise da influência da deformação axial nos resultados

Apesar da especificação LNEC E 264 – 1972 não requerer o registo da deformação axial para posterior correção da área a considerar no cálculo da tensão de rotura, foram efetuados registos dessa deformação na fase 1 de ensaios, também com o objetivo de demonstrar que a extensão axial se cifra, invariavelmente, por valores reduzidos não afetando significativamente o provete. A Figura 44 apresenta as curvas tensão ( $q_u$ ) versus extensão axial ( $\epsilon_a$ ) dos provetes preparados com diferentes metodologias de compactação (Proctor pesado (PP), Proctor leve (PL) e apiloamento (AP)), e ensaiados aos 7 e aos 28 dias de idade. Salienta-se que a tensão  $q_u$  é determinada com a área corrigida, de acordo com a Equação 11.



**Figura 44** - Curvas tensão-extensão axial dos ensaios UCS dos provetes preparados com três metodologias de compactação. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; 1 – Provetes 1; 2 – Provetes 2.

Da análise da figura, podemos retirar que a extensão axial no instante da rotura varia entre os 0,67% e os 1,18%, para os provetes com 7 dias, e varia entre os 0,95% e os 1,58% para os provetes com 28 dias. Os instantes de rotura encontram-se assinalados com as formas geométricas do losango, a laranja, o triângulo, a vermelho, e o quadrado, a verde.

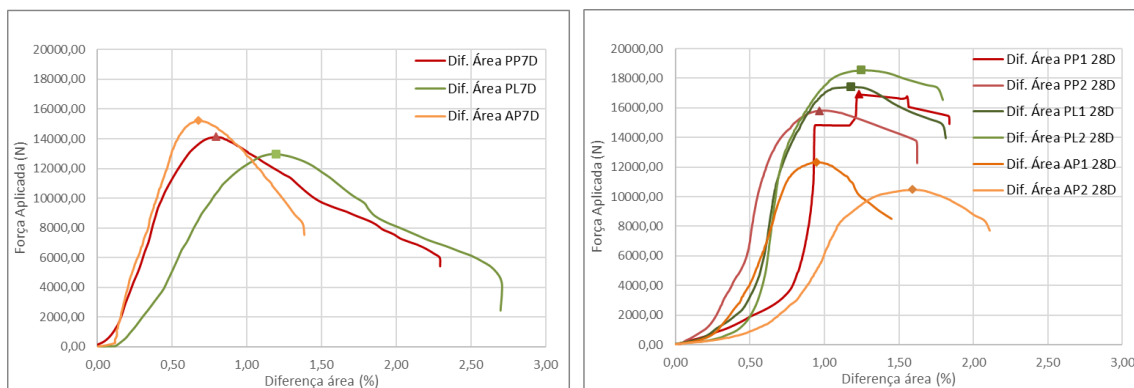
Atribui-se a responsabilidade da subida destes valores ao maior período de tempo até aos ensaios dos provetes com 28 dias, que permitiu o desenvolvimento das reações primárias e secundárias (hidratação e pozolânicas), que contribuiu para a maior resistência à rotura observada e, por consequência, uma maior extensão axial até ao momento da rotura.

O resultado do provete AP7D aos 7 dias é surpreendente, mas os resultados aos 28 dias não o confirmam, atribuindo-se assim esse resultado a fenómenos de heterogeneidade na composição da mistura solo-cimento desse provete. No entanto, os resultados dos ensaios aos 28 dias demonstram os melhores resultados dos provetes compactados via metodologia Proctor, com os provetes preparados através da compactação leve a suplantarem os demais provetes.

A Figura 45 apresenta as curvas da força aplicada versus a diferença entre áreas, isto é, a diferença, para cada instante registado durante o ensaio, entre a área inicial  $A_0$  e a área corrigida considerando a extensão axial, através da seguinte expressão:

$$\text{Área corrigida} = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_a} \quad (\text{Eq.11})$$

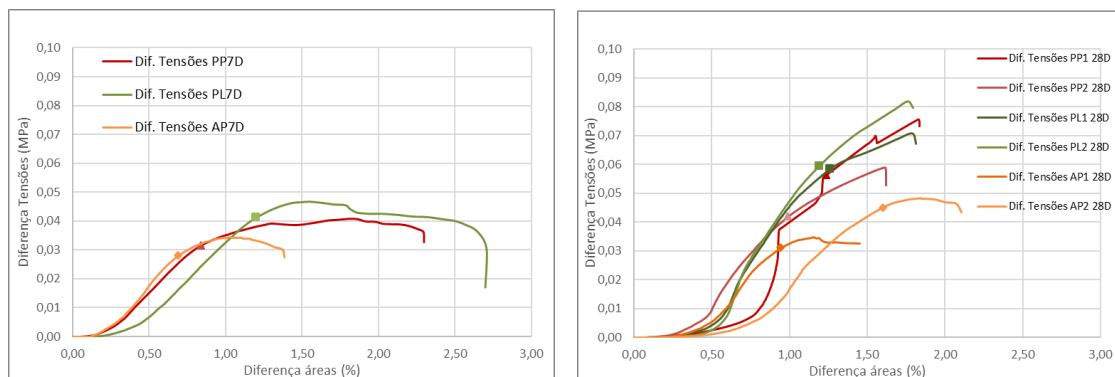
Com  $A_0$  sendo a área inicial, e  $\varepsilon_a$  a extensão axial.



**Figura 45** – Diferença de áreas (%), entre a secção transversal corrigida considerando a extensão axial, e a secção inicial. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaio aos 7 dias; 28D – Ensaio aos 28 dias; 1 – Provede 1; 2 – Provede 2.

A análise da Figura 45 permite concluir que a diferença percentual entre a área inicial e a área corrigida, para os provetes ensaiados aos 7 dias varia entre 0,68% e 1,2%, e para os provetes ensaiados aos 28 dias, varia entre 0,96% e 1,6%, no momento da rotura.

Conclui-se que a diferença na determinação da área considerando a extensão axial é muito pouco influente no cálculo das tensões de rotura, conclusão alcançada também por Goulart (2020) e Dias (2012). A Figura 46 reforça essa conclusão.



**Figura 46** – Curva que evidencia a diferença entre as tensões obtidas aplicando a correção da área considerando a extensão axial, e as tensões obtidas utilizando a secção transversal inicial, função da diferença entre áreas. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; 1 – Provetes 1; 2 – Provetes 2.

As curvas patentes na Figura 46 mostram a diferença entre as tensões calculadas considerando apenas a área inicial ( $A_0$ ) e as obtidas utilizando a área corrigida considerando a extensão axial. Da análise das figuras e da Tabela 7 conclui-se que a diferença no cálculo das tensões nunca supera os 0,06 MPa, com grande parte dos resultados a diferirem cerca de 0,03 MPa, apenas.

**Tabela 7** – Parâmetros comparados na análise de influência da deformação axial. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias; 1 – Provetes 1; 2 – Provetes 2.

Provetes	Extensão axial - $\epsilon_a$ (%)	Tensão $A_0$ (MPa)	Tensão - $q_u$ (MPa)	Dif. Área (%)	Dif. Tensões (MPa)
PP7D	0,79	3,81	3,78	0,8	0,03
PL7D	1,18	3,48	3,44	1,2	0,04
AP7D	0,67	4,08	4,05	0,68	0,03
PP1 28D	1,22	4,61	4,55	1,24	0,06
PP2 28D	0,98	4,26	4,22	0,99	0,04
PL1 28D	1,2	4,71	4,65	1,21	0,06
PL2 28D	1,26	5,05	4,99	1,28	0,06

AP1 28D	0,95	3,3	3,27	0,96	0,03
AP2 28D	1,58	2,85	2,81	1,6	0,04

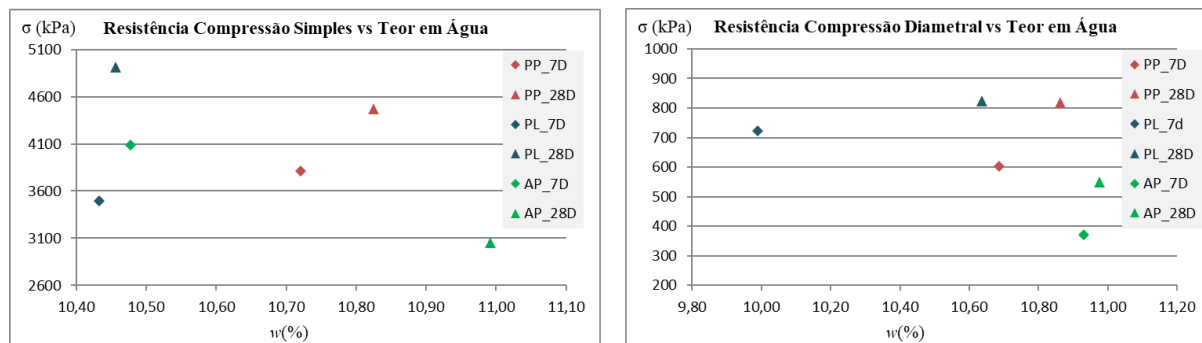
Considera-se assim que a influência da correção de área tendo em conta a extensão axial dos provetes sofrida durante a compressão do ensaio UCS é pouco significativa neste solo arenoso, não retirando rigor aos demais ensaios que compõem o estudo efetuado nesta tese durante a fase 2.

Os resultados das resistências à compressão ( $\sigma$ ) simples e diametral obtidos nos ensaios de compressão simples e compressão diametral aos 7 e aos 28 dias estão compilados na Tabela 8. Adicionalmente, estão representados os teores em água ( $W$ ) de cada provete, medidos na preparação ( $W_{inicial}$ ) e no dia do ensaio ( $W_{final}$ ), assim como a diferença de valores.

**Tabela 8** - Resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral para o Solo\_Coimbra. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaio aos 7 dias; 28D – Ensaio aos 28 dias; P1 – Provede 1; P2 – Provede 2.

Provede	$\sigma$ (kPa)	$W_{inicial}$ (%)	$W_{final}$ (%)	$W_{inicial}$ (%) - $W_{final}$ (%)
P1_AP_7D_CS	4084,29	10,48	8,19	2,29
P1_AP_7D_CD	370,53	10,93	9,20	1,73
P1_AP_28D_CS	3306,25	10,84	8,68	2,16
P2_AP_28D_CS	2805,07	11,14	8,49	2,66
P1_AP_28D_CD	612,07	10,67	8,76	1,91
P2_AP_28D_CD	488,98	11,28	8,88	2,40
P1_PP_7D_CS	3812,62	10,72	8,70	2,02
P1_PP_7D_CD	602,82	10,69	8,48	2,20
P1_PP_28D_CS	4609,14	11,19	10,33	0,86
P2_PP_28D_CS	4330,51	10,46	8,72	1,74
P1_PP_28D_CD	973,86	11,05	8,14	2,91
P2_PP_28D_CD	661,42	10,67	8,70	1,98
P1_PL_7D_CS	3493,08	10,43	9,00	1,43
P1_PL_7D_CD	723,88	9,99	8,13	1,86
P1_PL_28D_CS	4707,74	10,59	7,32	3,27
P2_PL_28D_CS	5126,16	10,32	8,58	1,74
P1_PL_28D_CD	802,33	10,78	8,49	2,29
P2_PL_28D_CD	843,05	10,49	8,23	2,26

Na Figura 47 estão projetados os valores de resistência à compressão simples e à compressão diametral aos 7 e aos 28 dias em função do teor em água inicial. Os valores projetados dos provetes PP\_28D, PL\_28D, e AP\_28D, correspondem à média dos valores de dois provetes com as mesmas características.



**Figura 47** - Resistência à compressão simples (esquerda) e compressão diametral (direita) aos 7 e aos 28 dias, do Solo\_Coimbra, com evolução geral positiva das tensões, dos 7 dias para os 28 dias de idade. PP – Proctor Pesado; PL – Proctor Leve; AP – Apiloamento; 7D – Ensaiado aos 7 dias; 28D – Ensaiado aos 28 dias.

Analisando a figura 47, verifica-se uma variabilidade de valores considerável, o que, atendendo à heterogeneidade do material, era já expectável. Todos os provetes ensaiados (à exceção dos provetes AP com 7 dias) demonstraram uma evolução positiva na resistência às compressões simples e diametral, dos 7 dias para os 28 dias de idade. Esta anomalia deve, mais uma vez, dever-se à maior probabilidade de ocorrência de heterogeneidades no interior dos provetes devido à menor eficiência no processo de compactação efetuado com recurso a apiloamento.

Verificou-se que o Proctor leve foi o método de preparação em que se obtiveram os melhores resultados aos 28 dias de cura, quer na compressão simples quer na compressão diametral. Desta forma, o método considerado como o mais apropriado para preparar provetes de solo-cimento é, não só por ter obtido melhores resultados, mas também por serem geralmente utilizados meios de compactação ligeiros em obras onde se aplicam misturas de solo-cimento, o Proctor leve.

A preparação dos provetes nos quais foi utilizado o Solo\_Leiria foi executada de forma semelhante à descrita no ponto 3.4.1 e 3.4.2.4.

Como já foi dito, o objetivo consistia em avaliar a influência do teor de cimento, do teor em água e da adição de finos.

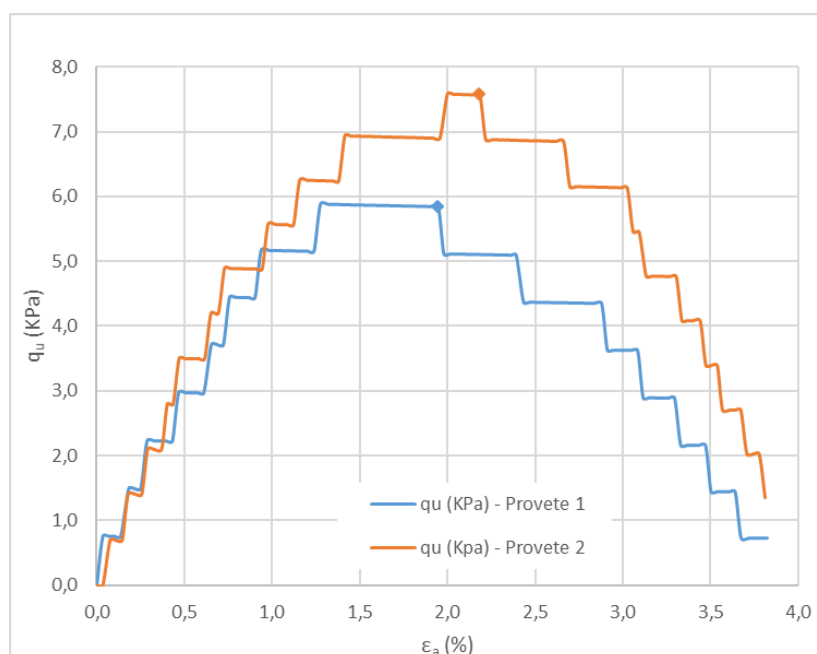
As características de todos os provetes estão patentes no ANEXO A – Características dos provetes.

#### 4.7.2 – Análise dos ensaios de UCS ao solo não tratado.

Para efeitos de comparação com os resultados dos ensaios realizados a cada uma das misturas de solo com cimento, moldaram-se provetes com Solo\_Leiria compactado com o teor em água ótimo definido no ensaio de compactação (8,63%). Dos vários provetes preparados, apenas se conseguiram ensaiar dois, uma vez que a consistência dos restantes provetes de solo não estabilizado com ligante era tão incipiente que não evitou o colapso durante a operação de extração do molde ou aquando das cuidadosas tentativas de manuseamento.

Ainda assim, e uma vez que era inútil tentar ensaiar um provete à compressão diametral (o provete ficaria destruído durante a movimentação e colocação em posição horizontal no acessório de ensaio), optou-se por ensaiar os dois provetes à compressão uniaxial.

A Figura 48 mostra os resultados do ensaio de UCS a dois provetes do Solo\_Leiria não estabilizado.



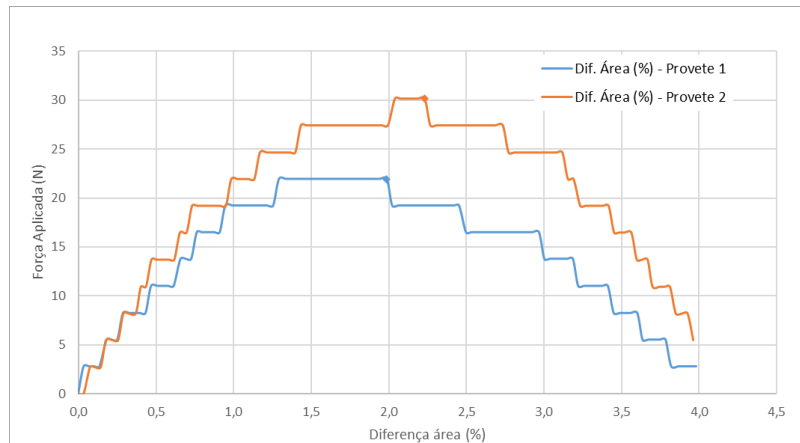
**Figura 48** – Curvas Tensão ( $q_u$ )-Extensão Axial ( $\epsilon_a$ ) dos ensaios UCS realizados a dois provetes do Solo\_Leiria não estabilizado.

A análise do gráfico anterior permite concluir que o Solo\_Leiria não estabilizado demonstra capacidade de resistência à compressão uniaxial muito baixa (cerca de 5,8 kPa e 7,6 kPa para os provetes 1 e 2, respetivamente). A extensão axial no momento da rotura é de 1,95%



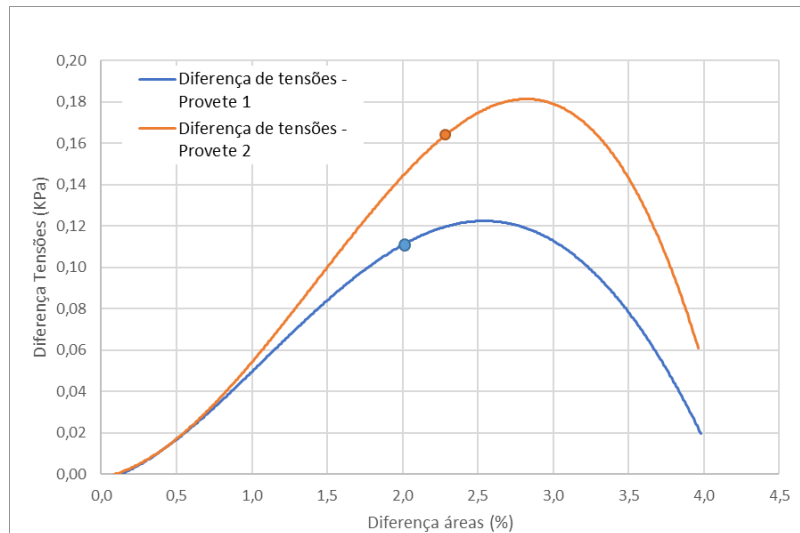
e 2,18% para os provetes 1 e 2, respetivamente, o que permite concluir que mesmo sem ligante a extensão axial não atinge valores muito significativos.

A preponderância que esta extensão axial exerce na área carregada encontra-se representada na Figura 49, que projeta a força aplicada em função da diferença entre a área nominal inicial e a área corrigida, que considera, para cada instante do ensaio, a extensão axial do provete.



**Figura 49** – Diferença de áreas (%), entre a secção transversal corrigida considerando a extensão axial, e a secção inicial, em dois provetes do Solo\_Leiria não estabilizado.

Da Figura 49, é possível retirar que a diferença entre a área inicial nominal e a área corrigida no momento da rotura dos dois provetes de Solo\_Leiria se cifram nos 1,99% e 2,23% para os provetes 1 e 2, respetivamente. De salientar que a rotura do provete 1 aconteceu quando a força aplicada era de 21,95N, enquanto que a rotura do provete 2 ocorreu com uma força aplicada de 30,17N, valores manifestamente reduzidos. A Figura 50 evidencia a diferença de tensões calculada aplicando a área nominal inicial e a área corrigida considerando a extensão axial, em função da diferença de áreas.



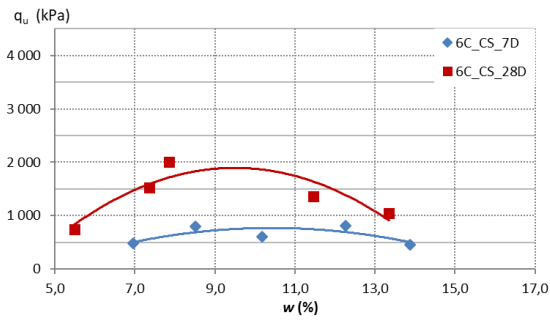
**Figura 50** - Curva que evidencia a diferença entre as tensões obtidas aplicando a correção da área considerando a extensão axial, e as tensões obtidas utilizando a secção transversal inicial, função da diferença entre áreas.

No momento da rotura, a diferença de tensões, para o provete 1 é de aproximadamente 0,12 kPa e de cerca de 0,17 kPa para o provete 2.

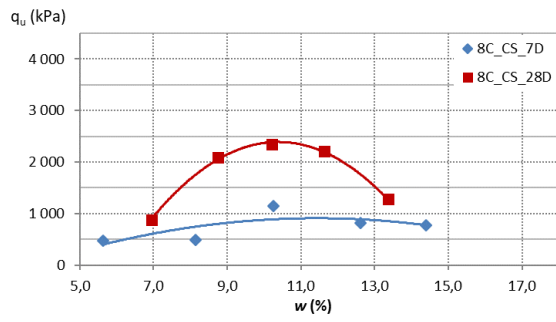
Assim, conclui-se que a influência da deformação axial, neste solo arenoso, pouco influencia a área de aplicação da carga.

#### 4.7.3 – Efeito do teor em água na resistência à compressão

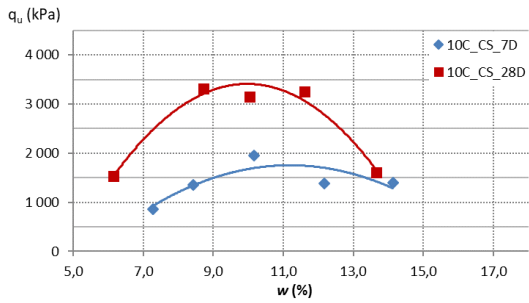
De seguida, apresentam-se os resultados que mostram a evolução da resistência à compressão em função do teor em água final, para os diferentes teores em cimento. Cada ponto relativo aos ensaios aos 28 dias de cura representa a média de dois provetes moldados com características semelhantes. A Figura 51 ilustra a evolução da resistência à compressão simples em função do teor em água para diversos teores em cimento e tempos de cura.



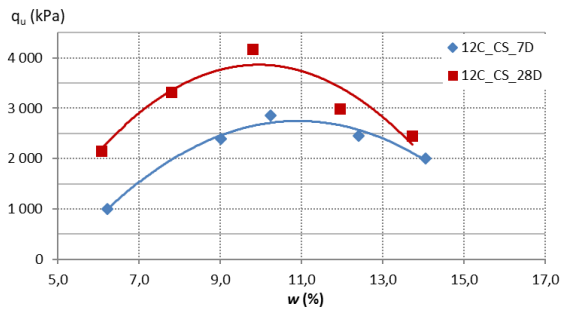
a)



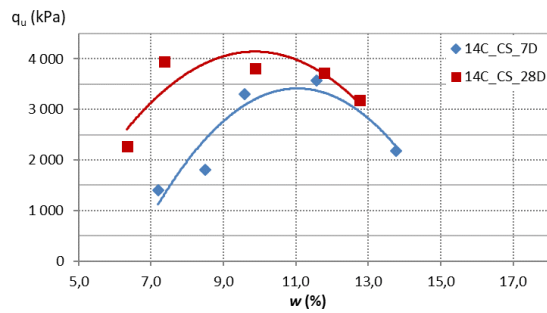
b)



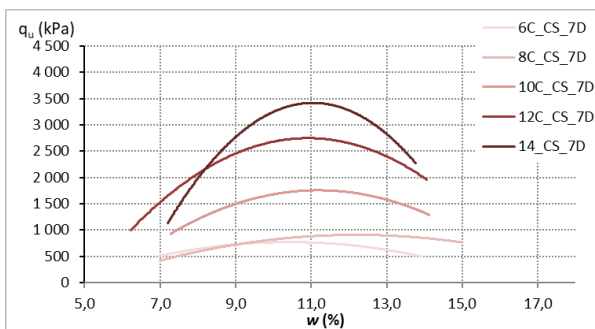
c)



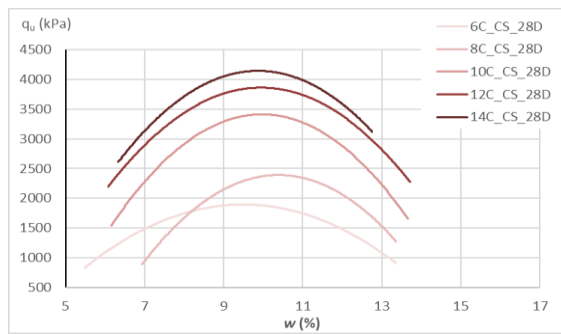
d)



e)



f)

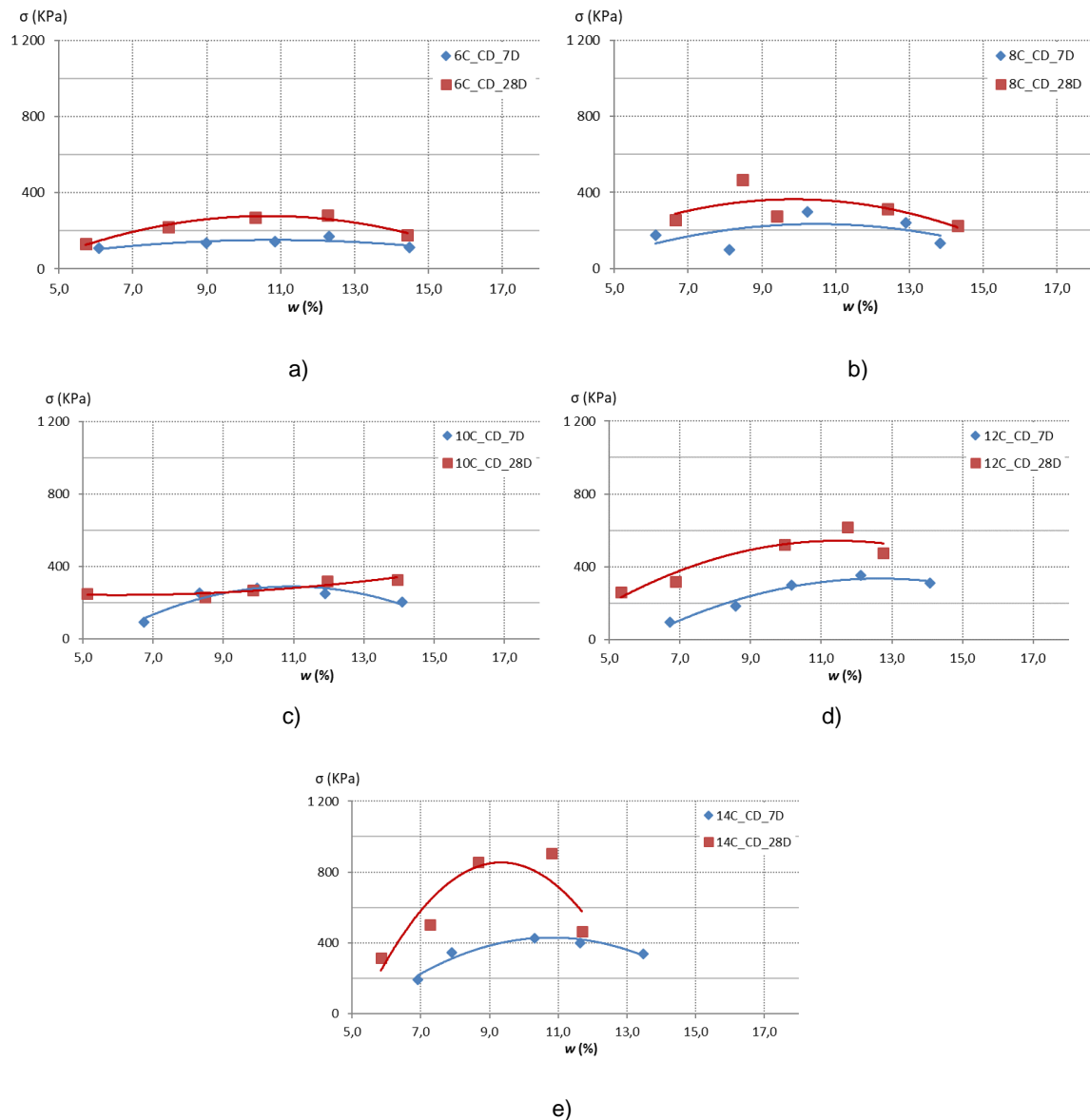


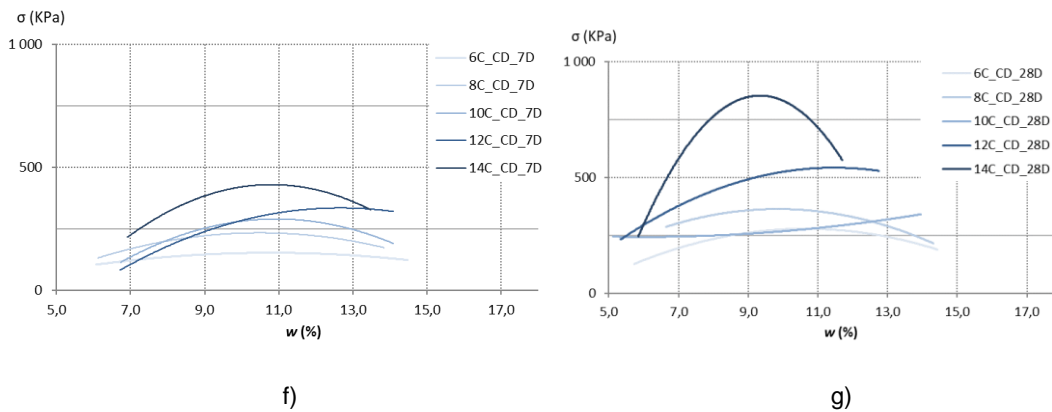
g)

**Figura 51** – Evolução da resistência à compressão simples (CS) em função do teor em água para vários teores de cimento (C): a) 6%; b) 8%; c) 10%; d) 12%, e) 14%. Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respectivamente.

Da análise da figura anterior, verifica-se que o teor em água final ao qual corresponde uma resistência à compressão simples mais elevada se situa entre os 9% e os 10%, sendo que estes provetes foram inicialmente preparados com um teor em água de 11%. Conclui-se que a crescente disponibilidade de água na mistura até esses valores percentuais exerce um papel positivo na evolução da resistência à compressão simples, possibilitando a génese de um maior número de ligações entre os minerais hidratados do cimento e as partículas do solo. Acima destes teores “ótimos”, a quantidade de água na mistura é excessiva, diminuindo provavelmente a densidade das ligações entre os minerais hidratados do ligante e o solo, traduzindo-se em resultados de compressão uniaxial simples mais reduzidos.

A Figura 52 mostra a resistência à tração obtidas em ensaio de compressão diametral para diversos teores em água, teores em cimento e tempos de cura.

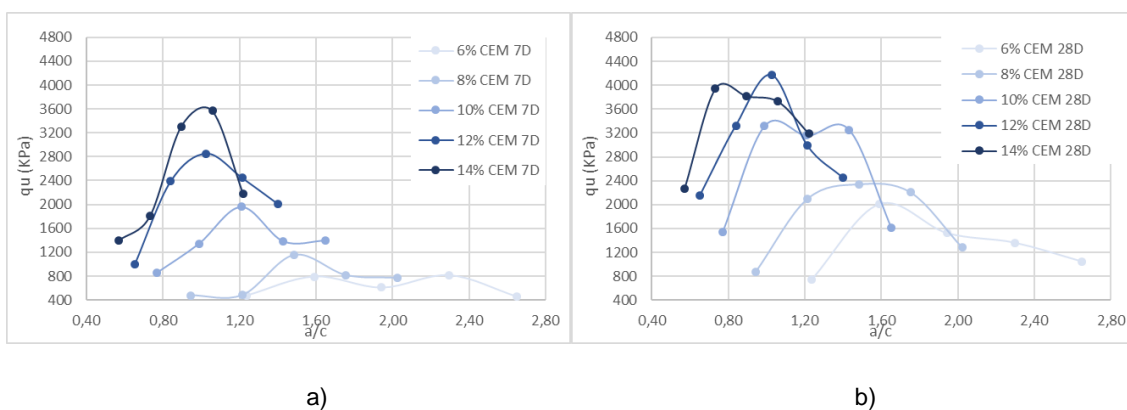


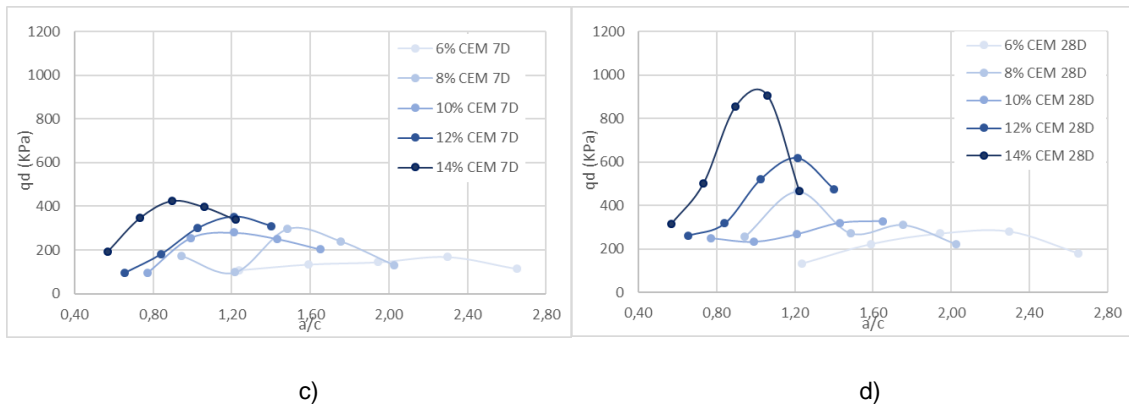


**Figura 52** - Evolução da resistência à compressão diametral (CD) para os vários teores de cimento (C), função do teor em água: a) 6%; b) 8%; c) 10%; d) 12%, e) 14% de teor de cimento. Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respetivamente.

Apesar de, naturalmente, se verificarem resultados díspares, sendo, por vezes, difícil definir um teor em água ao qual corresponda um comportamento mecânico mais competente, a análise dos gráficos permite concluir que existe um teor em água “ótimo” da mistura que permite a obtenção dos melhores resultados na resistência à compressão diametral. Este teor em água situa-se cerca dos 9%-11%, e demonstra, tal como mencionado nos ensaios de compressão uniaxial simples, que a crescente disponibilidade de água na mistura até aos valores “ótimos” de teor em água influencia de modo positivo a evolução da resistência à compressão diametral, culminando num maior número de ligações entre os minerais hidratados do cimento e as partículas do solo. A partir de certa altura (valores de teor em água acima dos 12%), a quantidade de água na mistura é demasiada, diminuindo provavelmente a densidade das ligações entre os minerais hidratados do ligante e o solo, refletindo-se nos valores mais baixos obtidos neste ensaio.

A Figura 53 apresenta a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e diametral ( $q_d$ ) em função da razão água/cimento ( $a/c$ ).



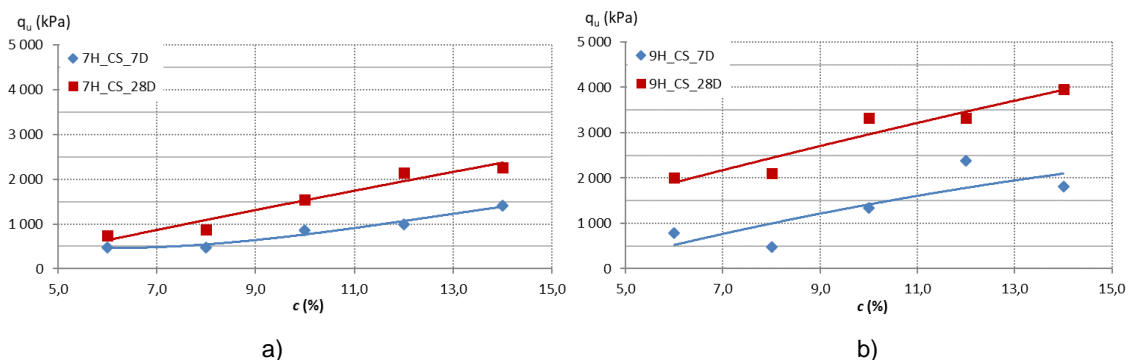


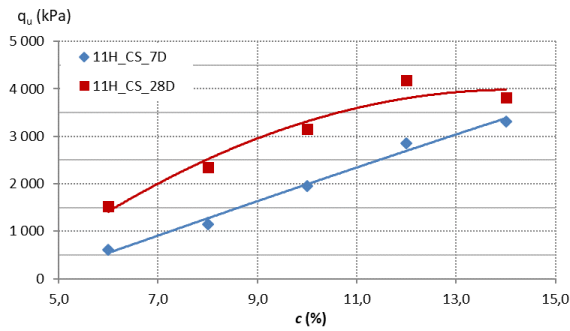
**Figura 53** – Representação dos resultados de resistência à compressão simples vs razão a/c (figuras a) e b)), e representação dos resultados de resistência à compressão diametral vs razão a/c (figuras c) e d)), evidenciando os picos intermédios “ótimos” para cada teor de ligante.

Para cada dosagem de cimento, é possível verificar a existência de um teor de a/c intermédio que permite obter valores de resistência (quer à compressão uniaxial quer à compressão diametral) máximos. À medida que se vai aumentando o teor de ligante, verifica-se a diminuição da relação a/c que maximiza a resistência, variando entre 0,8 e 1,5. Tal conclusão foi também alcançada por Ribeiro et al. (2016).

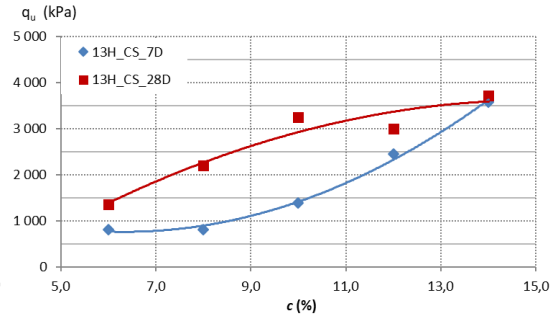
#### 4.7.4 – Efeito do teor em cimento na resistência à compressão

De seguida, apresentam-se os resultados que ilustram a evolução da resistência à compressão em função do teor em cimento, para os diferentes teores em água. A Figura 54 apresenta os resultados dos ensaios à compressão simples em função do teor em cimento.

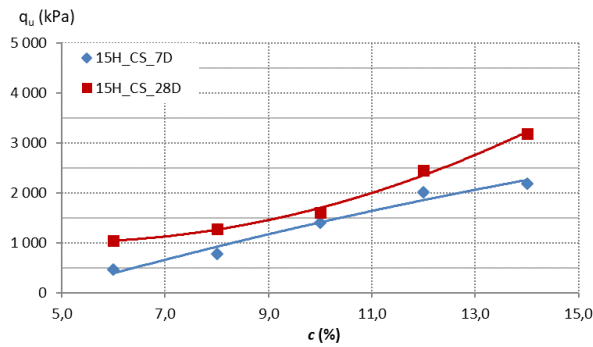




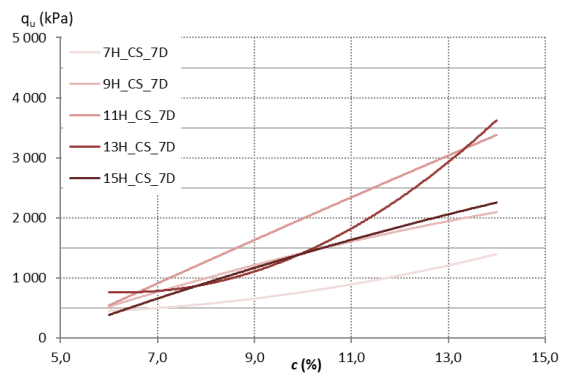
c)



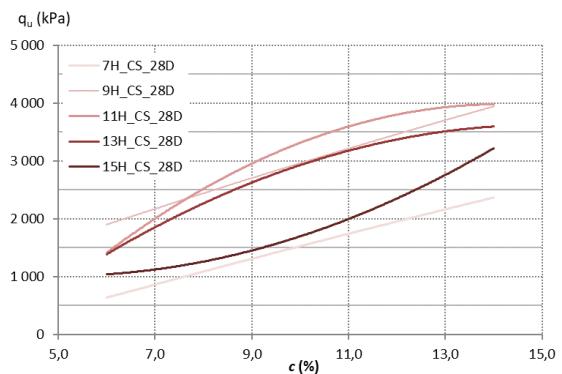
d)



e)



f)



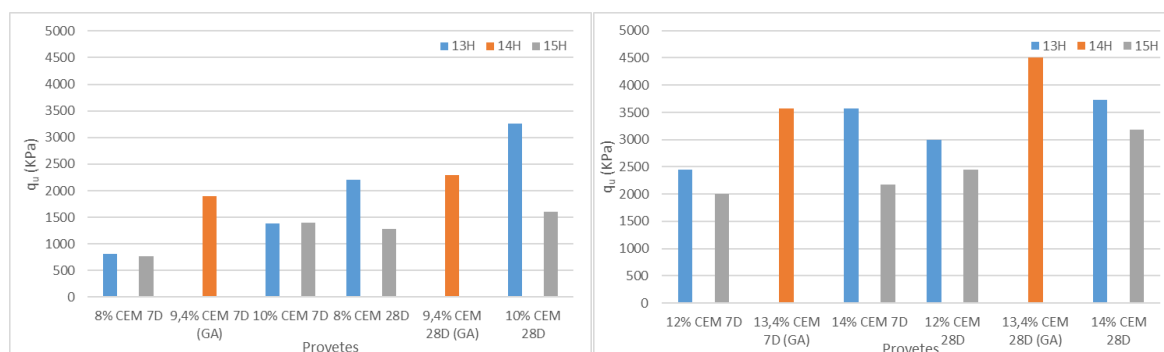
g)

**Figura 54** - Evolução da resistência à compressão simples (CS) em função do teor de cimento para vários teores em água (H): a) 7%; b) 9%; c) 11%; d) 13%, e) 15%. Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respectivamente. Exemplo: “7H\_CS\_7D” – Provetes preparados com 7% de teor de água (7H), ensaiados à compressão simples (CS), aos 7 dias de idade (7D).

Da análise da Figura 54, constata-se que ao aumento do teor em cimento corresponde sempre um aumento da resistência à compressão simples, quer nos provetes ensaiados aos 7 dias quer nos provetes ensaiados aos 28 dias de cura. Adicionalmente, os provetes com 28 dias demonstraram um comportamento mais competente, como seria de esperar. Os valores mais elevados obtiveram-se para os teores em água de 9% e 11%, tendo-se registado valores a rondar os 4000 kPa para os provetes com 28 dias preparados com um teor em cimento de 14%. Quanto aos provetes com 7 dias, os melhores resultados foram obtidos pelos provetes com 11% e 13% de água, e com um teor em cimento de 14%.

Conclusões similares foram obtidas por (Ribeiro et al., 2016 e Correia, 2011), que referem também que os valores de resistência à compressão uniaxial aumentam com o teor de cimento.

Os mesmo tipos de ensaios (compressão uniaxial simples) foram realizados ao mesmo solo, por Anunciação (2020), apesar de se ter utilizado um ligante diferente (CEM I 42,5R). A Figura 55 mostra a comparação dos resultados obtidos nesse trabalho com provetes deste trabalho com composições similares, em termos de teores de ligante e água. A cor de laranja estão representados os resultados de Anunciação (2020), adicionalmente identificados com a sigla (GA), e a cor azul e cinzenta os resultados deste estudo.



**Figura 55** – Comparação de resultados do ensaio UCS com o trabalho de Anunciação (2020), marcados a cor de laranja e com a sigla GA. À esquerda, resultados dos teores de cimento compreendidos entre 8% e 10%, à direita os resultados dos teores de cimento compreendidos entre 12% e 14%.

Da análise da figura, depreende-se que os resultados de GA nos provetes com 7 dias e preparados com 9,4% de ligante são tendencialmente mais elevados, o que sugere a influência, nesta idade mais jovem e para estes teores de ligante, da tipologia de cimento utilizada, em particular do mais rápido desenvolvimento de resistência inicial.

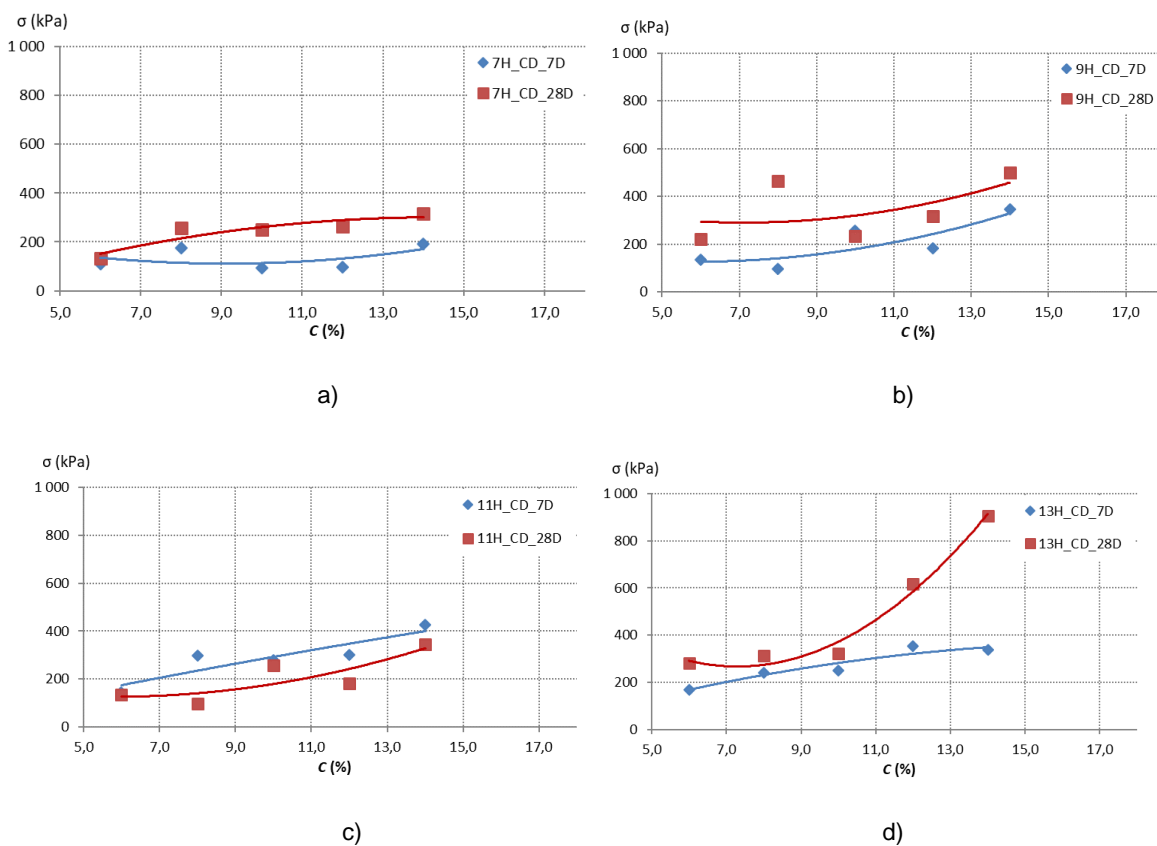


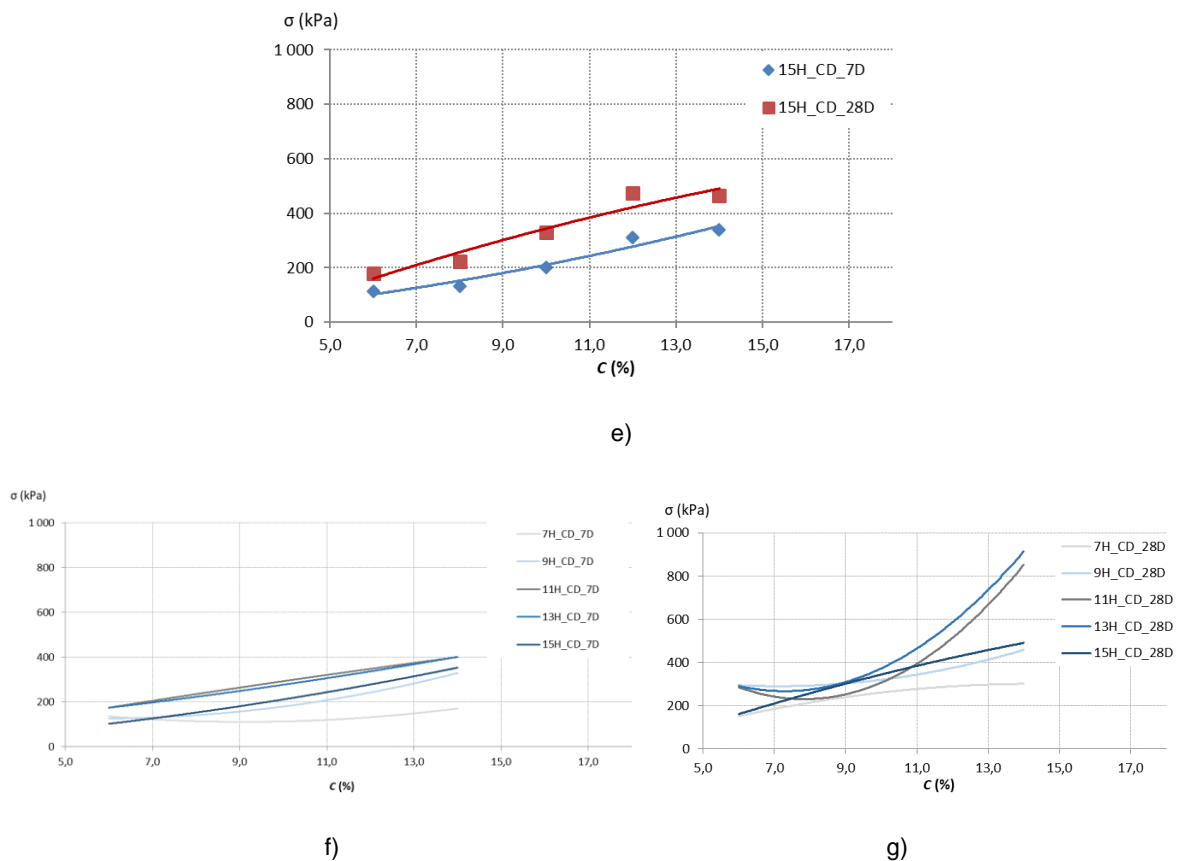
Já nos provetes preparados com 13,4% de ligante e para a mesma idade (7 dias), a influência do rápido desenvolvimento das resistências iniciais não é tão significativo, havendo mesmo um provete deste trabalho (o provete 14% CEM 13H) que iguala o resultado obtido por GA.

A influência do tipo de ligante torna-se mais incipiente nos resultados dos provetes ensaiados aos 28 dias, uma vez que o resultado do provete com 10% de ligante deste estudo chega a suplantar (em 42%) o resultado obtido por GA (do provete com 9,4% de cimento).

De salientar ainda que todos os resultados dos provetes preparados com 13% de teor de humidade são superiores aos provetes preparados com 15% de teor de humidade (para o mesmo teor de cimento).

A Figura 56 apresenta os resultados dos ensaios de compressão diametral em função do teor de cimento.



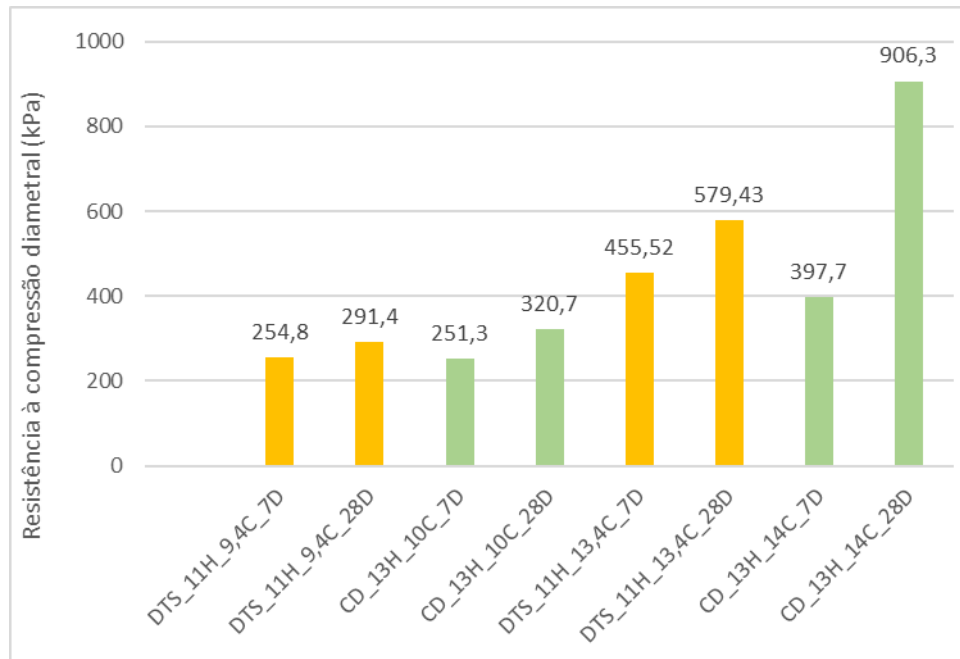


**Figura 56** - Evolução da resistência à compressão diametral (CD) em função do teor de cimento para vários teores em água (H): a) 7%; b) 9%; c) 11%; d) 13%, e) 15%. Nas alíneas f) e g) estão representadas as linhas de tendência, aos 7 e 28 dias, respetivamente. Exemplo: “7H\_CD\_7D” – Provetes preparados com 7% de teor de água (7H), ensaiados à compressão diametral (CD), aos 7 dias de idade (7D).

Relativamente à compressão diametral, verifica-se, tal como na compressão simples, um aumento da resistência à compressão associada ao aumento do teor em cimento dos provetes. Mais uma vez, é visível a grande variabilidade de resultados, com a exceção dos provetes preparados com um teor em água de 15%. Os provetes ensaiados aos 28 dias, com 14% de cimento e preparados com um teor em água de 13% atingiram os resultados mais elevados, com valores a rondar os 900 kPa. Todos os provetes ensaiados aos 7 dias de cura demonstraram um comportamento similar, obtendo valores de resistência à compressão diametral de cerca de 300 kPa, com a exceção dos provetes preparados com 7% de água, que se revelaram mais frágeis, não atingindo os 200 kPa. Foi possível efetuar uma comparação de resultados com outro trabalho, de Goulart (2020), em que o mesmo solo foi também objeto de estudo. Apesar de ter finalidade distinta deste trabalho, existiu uma

convergência relativamente à preparação de amostras designadamente em termos de composição, o que permite a sua comparação.

A Figura 57 compila esses resultados. Os provetes a amarelo, com a designação “DTS” correspondem aos obtidos por Goulart (2020).



**Figura 57** – Comparação de resultados deste estudo (a verde), com Goulart (2020), (a amarelo). Determinação da resistência à compressão diametral. Exemplo: “CD\_13H\_10C\_7D” – Provede ensaiado à compressão diametral (CD), preparado com 10% de cimento (10C), aos 28 dias de idade (28D).

Os resultados dos ensaios da determinação da resistência à compressão diametral obtidos por Goulart (2020) são muito similares aos obtidos neste estudo, com uma exceção, a do provete preparado com 13,4% de cimento ensaiado aos 28 dias, que se ficou por um valor 36% inferior ao obtido nos provetes deste estudo.

#### 4.7.5 – Efeito da adição de finos na resistência à compressão

Complementarmente, foram preparados e ensaiados provetes aos quais se adicionou 10% de argila para dois teores em água, 11% e 15%. Na Figura 58 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão simples (a) e compressão diametral (b), para provetes com 28 dias de idade.

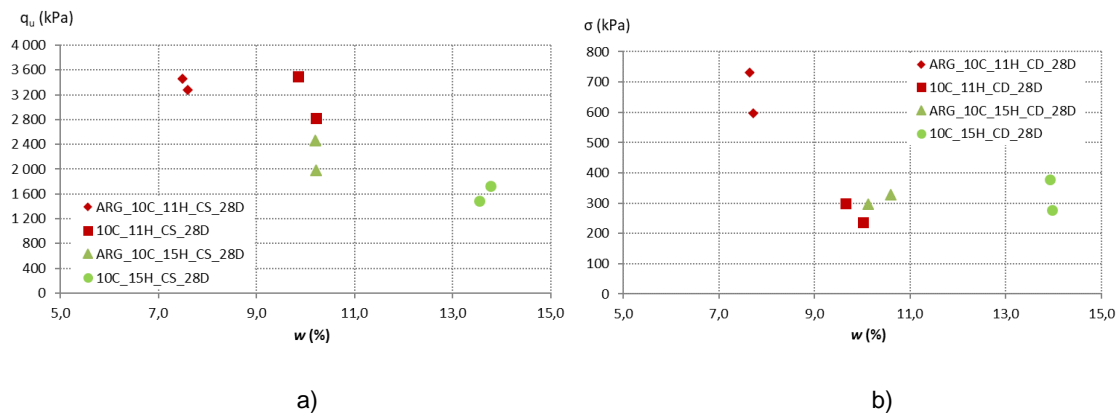


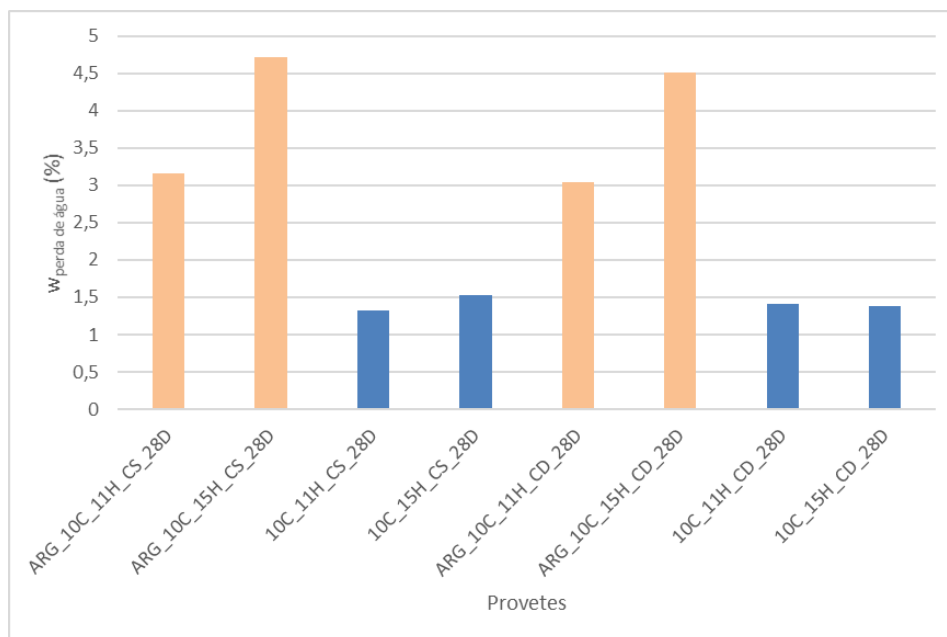
Figura 58 – Efeito da adição de argila no comportamento mecânico. a) ensaios de compressão simples (CS); b) ensaios de compressão diametral (CD). Exemplo: “10C\_11H\_CS\_28D” – Provete preparado com 10% de cimento (10C), com 11% de teor de água (11H), ensaiado à compressão simples (CS), aos 28 dias de idade (28D).

Na Tabela 9 estão patentes os valores de teor em água no momento da preparação dos provetes ( $w_{inicial}$ ) e no momento da realização dos ensaios ( $w_{final}$ ), assim como a perda de água (diferença entre os teores inicial e final).

**Tabela 9** – Teores em água iniciais e finais dos provetes com e sem argila. Exemplo: “ARG\_10C\_11H\_CS\_28D” – Provete preparado com argila (ARG), 10% de cimento (10C), com 11% de teor de água (11H), ensaiado à compressão simples (CS), aos 28 dias de idade (28D).

Provetes	$w_{inicial}$ (%)	$w_{final}$ (%)	$w_{perda}$ de água (%)
ARG_10C_11H_CS_28D	10,71	7,55	3,16
ARG_10C_15H_CS_28D	14,92	10,21	4,71
10C_11H_CS_28D	11,35	10,03	1,32
10C_15H_CS_28D	15,19	13,66	1,53
ARG_10C_11H_CD_28D	10,73	7,69	3,04
ARG_10C_15H_CD_28D	14,87	10,36	4,51
10C_11H_CD_28D	11,25	9,84	1,41
10C_15H_CD_28D	15,3	13,92	1,38

A Figura 59 ilustra a perda de água dos provetes, desde a data da mistura até ao dia do ensaio. A cor de laranja estão representados os provetes preparados com argila, e a azul os provetes sem argila.



**Figura 59** – Perda de água (%) dos provetes com (a laranja e iniciados com “ARG”) e sem argila (a azul), desde a mistura até ao dia do ensaio. Exemplo: “ARG\_10C\_11H\_CS\_28D” – Provetes preparado com argila (ARG), 10% de cimento (10C), com 11% de teor de água (11H), ensaiado à compressão simples (CS), aos 28 dias de idade (28D).

Analisando os dois gráficos das Figuras 58 e 59 e a Tabela 9, é possível verificar que a argila exerce um efeito muito significativo na redução do teor em água final dos provetes. Os provetes sem argila inicialmente preparados com 11% de teor em água (11H) revelaram, aquando do ensaio de compressão, terem perdido cerca de 1,4% relativamente à quantidade de água inicial. Já os provetes preparados com argila (ARG) e o mesmo teor de água revelaram ter perdido cerca de 3,1% (mais 1,7% do que os provetes sem argila), aquando da realização dos ensaios de compressão simples. Nos provetes preparados com 15% de água (15H), a diferença observada nos provetes no momento da realização dos ensaios é ainda maior. Os provetes preparados sem a adição de argila perderam 1,5% de água relativamente à quantidade de água inicial, enquanto que os provetes aos quais se adicionou argila perderam cerca de 4,6% de água, relativamente ao momento de preparação dos provetes.

Isto dever-se-á provavelmente à capacidade da argila, devido à sua elevada superfície específica, absorver uma fração da água que seria utilizada nas reações de hidratação com os minerais do clínquer, e assim incorporada na estrutura dos minerais hidratados, deixando de estar sob a forma livre na mistura. Deste modo, quando sujeita ao processo de secagem em estufa após o ensaio de compressão, a água não incorporada na estrutura dos minerais resultante da hidratação do cimento que se encontra “adsorvida” pela argila evapora, refletindo-se na maior perda de água evidenciada pelos provetes com argila.

No que diz respeito aos valores de resistência à compressão simples (CS) alcançados, salienta-se a dispersão mais reduzida dos provetes preparados com argila e 11% de água, em relação aos provetes sem argila (valores médios próximos dos 3200 kPa). Já os provetes preparados com 15% de água e argila revelaram um comportamento mais competente comparativamente ao comportamento dos provetes preparados com o mesmo teor em água mas sem argila, atingindo patamares que rondam os 2300 kPa, enquanto que estes se ficaram pelos 1600 kPa.

A absorção de água da mistura por parte dos minerais argilosos adicionados demonstra não influir na resistência à compressão simples dos provetes preparados com 11% de teor em água. A quantidade de água na mistura é ainda suficiente para que as reações de hidratação ocorram em quantidade suficiente para criar ligações entre as partículas de solo e conferir resistência similar à dos provetes aos quais não foi adicionada argila.

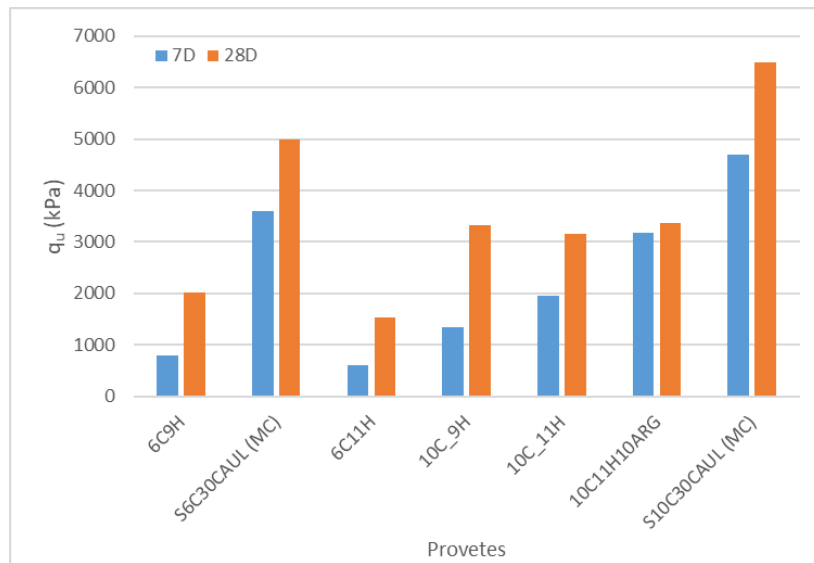
Já nos provetes com argila preparados com 15% de teor em água, verificou-se uma influência positiva nos resultados dos ensaios à compressão uniaxial simples. Isto dever-se-á provavelmente à remoção da água em excesso que afetava negativamente (reduzindo a quantidade e densidade) as reações de hidratação dos minerais do clínquer que criam as ligações entre as partículas de solo.

Quanto à compressão diametral (CD) (ver Fig. 58b), os provetes argilosos preparados com 11% de água atingiram valores médios de resistência à compressão diametral próximos de 660 kPa, muito superiores aos valores próximos de 280 kPa obtidos pelos provetes sem argila. Já todos os provetes preparados com 15% de teor em água atingiram o mesmo patamar de resistência à compressão diametral (cerca de 300 kPa), o que indica que, nesta gama de teores em água, o efeito da adição de argila não se faz sentir.

Estes resultados poderão explicar-se devido a uma maior ocorrência de reações pozolânicas facilitada pela presença de argila nas misturas, e também devido aos valores típicos de coesão que solos arenosos com adição de 10% de argila demonstram (Al-Shayea, 2001). Segundo este autor, solos arenosos aos quais foram adicionados 10% de argila demonstram valores de coesão superiores entre os 6% e os 11% de teor em água, decaindo consideravelmente quando o teor em água é de 15%.

Foi também possível comparar resultados com o trabalho de Cruz (2004), no qual foi preparado um solo em laboratório com 70% de areia e 30% de caulino. Os resultados das misturas de solo-cimento desse trabalho às quais foram adicionados 10% de cimento (preparados com 10,5% de água) estão presentes na Figura 60 (identificados com a sigla (MC), onde são comparados com os provetes com composição similar deste estudo (provetes

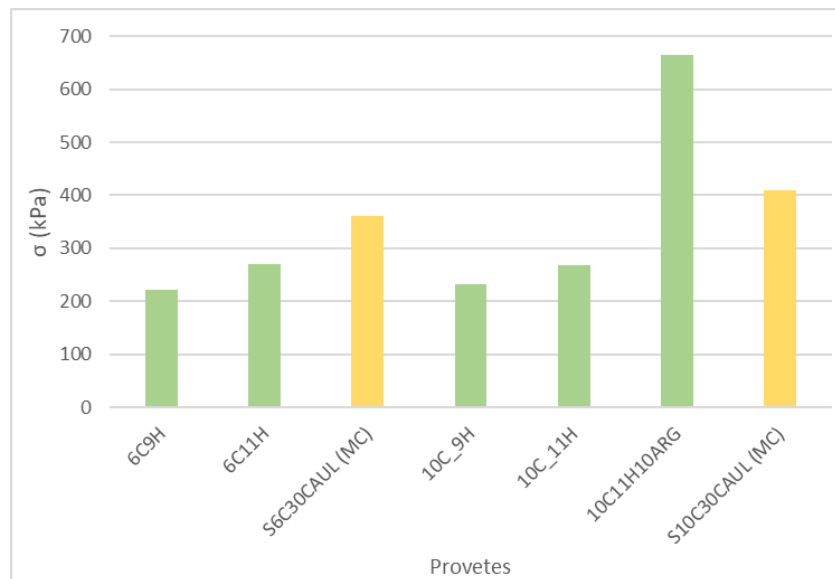
preparados com 10% de cimento e aos quais foram adicionados 10% de argila). São também representados os resultados dos provetes preparados com 6% de cimento.



**Figura 60** – Efeito da adição de argilas na composição das misturas solo-cimento nos ensaios de compressão uniaxial simples. Comparação com os resultados de Cruz (2004), referenciados estes últimos por MC.

Os melhores resultados obtidos, nesta tipologia de ensaio, pelos provetes com 30% de caulino são evidentes, e dever-se-ão provavelmente ao já mencionado incremento na quantidade de reações pozolânicas devido a uma maior quantidade de aluminossilicatos disponíveis na mistura.

Foi também possível comparar os resultados de Cruz (2004) com os resultados deste estudo, nos ensaios de compressão diametral. Na Figura 61 apresenta-se essa comparação.



**Figura 61** - Efeito da adição de argilas na composição das misturas solo-cimento nos ensaios de compressão diametral. Comparação dos resultados deste estudo (a verde), com os resultados de (Cruz, 2004) (a amarelo).

Analisando o gráfico da Figura 61, é clara, uma vez mais, a melhor prestação dos provetes com argila. O melhor resultado não é o do provete com 30% de caulino e 10% de cimento, como seria de esperar, mas isso dever-se-á provavelmente à maior variabilidade de resultados típica do ensaio de compressão diametral. Também aqui os melhores resultados gerais dos provetes com argila se devem a um maior desenvolvimento das reações pozolânicas.

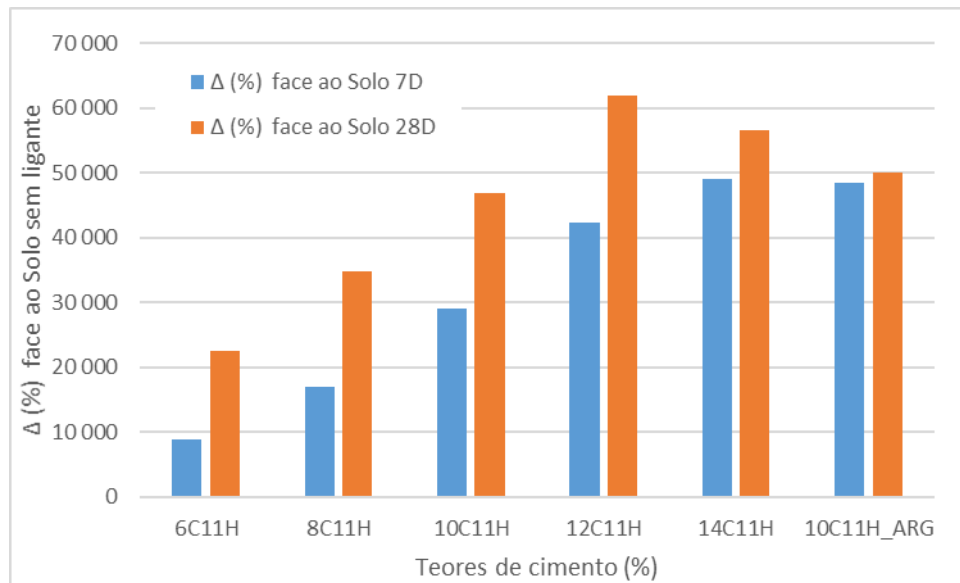
#### 4.7.6 – Comparação dos resultados UCS do solo não estabilizado com as diferentes misturas

A Figura 62 apresenta uma relação percentual entre os resultados do ensaio UCS (aos 7 dias e aos 28 dias) de cada teor de ligante e os resultados do mesmo ensaio realizado ao solo não estabilizado. Salienta-se que, dos provetes estabilizados com cimento, são apenas relacionados os provetes preparados com o teor em água que evidenciou melhores resultados (que foram os provetes preparados com 11% de teor em água). Aos provetes preparados com solo não estabilizado foi adicionada água em quantidade suficiente para atingir o teor ótimo determinado no ensaio de compactação (Proctor).

No que concerne à nomenclatura, o algarismo antes da letra “C” refere o teor de ligante (em percentagem), e os algarismos que antecedem a letra “H” referem o teor em água (também



em porcentagem). Os últimos provetes representados, à direita na figura, são os provetes aos quais se adicionou 10% de argila, identificados pela sigla “ARG”.



**Figura 62** – Variação percentual dos ensaios UCS de cada teor de cimento (com 11% de água) relativamente ao valor obtido com o solo não estabilizado.

Observando a Figura 62, verifica-se que todos os resultados dos provetes estabilizados com cimento são muito superiores aos resultados dos provetes não estabilizados. Mesmo os resultados dos provetes preparados com menos quantidade de ligante (6C), são cerca de 9000 e 22500 vezes superiores (em percentagem e para as idades de 7 e 28 dias, respetivamente), relativamente aos resultados dos provetes preparados com solo não estabilizado. Essa relação percentual atinge a dimensão máxima nos provetes preparados com 12 % de cimento, que demonstraram valores cerca de 42300 e 62000 vezes superiores (em percentagem e para as idades de 7 e 28 dias, respetivamente), relativamente aos provetes preparados apenas com solo.

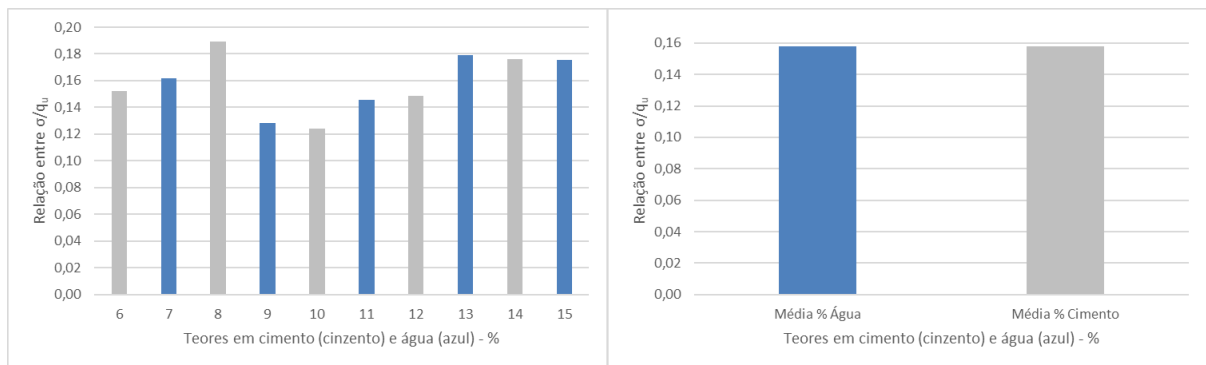
Isto demonstra inequivocamente a preponderância do ligante no melhoramento das propriedades mecânicas de solos arenosos. A Tabela 10 mostra essas relações percentuais.

**Tabela 10** – Variações percentuais dos resultados dos ensaios de compressão simples dos provetes com os diferentes teores de cimento (e teor em água de 11%) relativamente aos resultados obtidos, para o mesmo ensaio, dos provetes de solo não estabilizado.

Variação	Idade	6C11H	8C11H	10C11H	12C11H	14C11H	10C11H_ARG
Δ (%) face ao Solo	7D	8941	16984	29015	42306	49003	48544
	28D	22573	34704	46807	62000	56556	49971
Δ (%) face a 6C	7D	0	89	222	369	443	438
	28D	0	54	107	174	150	121
Δ (%) face a 8C	7D	-47	0	70	148	187	185
	28D	-35	0	35	78	63	44
Δ (%) face a 10C	7D	-69	-41	0	46	69	67
	28D	-52	-26	0	32	21	7
Δ (%) face a 12C	7D	-79	-60	-46	0	23	15
	28D	-63	-44	-32	0	-12	-19
Δ (%) face a 14C	7D	-82	-65	-41	-14	0	-1
	28D	-60	-39	-17	10	0	-12

#### 4.7.7 – Relação entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão simples

Para o presente estudo, foi possível determinar uma razão entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão uniaxial simples. Este valor é de 0,16, sendo semelhante aos valores obtidos por Consoli et al. (2010) (aproximadamente 0,15), para uma areia oriunda de Porto Alegre, no Brasil (areia de Osorio). Segundo o mesmo autor, esta relação é útil para definição de metodologias de dosagem, uma vez que os critérios racionais podem basear-se nos resultados de um destes ensaios, dada a sua interdependência. Os resultados estão patentes na figura 63. Na figura estão representadas as relações entre  $\sigma/q_u$ , para todas as percentagens de cimento e de água, por exemplo: a primeira coluna cinzenta representa a relação  $\sigma/q_u$  calculada a partir da média de todos os provetes preparados com um teor de cimento de 6% (e todos os teores em água). A primeira coluna a azul representa a relação  $\sigma/q_u$  calculada a partir da média de todos os provetes preparados com um teor de água de 7% (e todos os teores de cimento).



**Figura 63** – Médias das relações entre  $\sigma/q_u$ , por teores em cimento (a cinzento), e por teores em água (a azul). À esquerda, as médias por cada teor em cimento e por cada teor em água, e à direita, a média de todos os teores em cimento (a cinzento), e a média de todos os teores em água (a azul).

## 5- Conclusões

A análise detalhada do Solo\_Leiria demonstrou que é um solo não problemático e com características razoáveis para utilização em obras de engenharia. Ainda assim, a adição de ligante resultou numa melhoria substancial no seu comportamento mecânico.

A força máxima registada no momento da rotura do solo não estabilizado resultou em valores a rondar os 30 Newton. Não foi sequer possível colocar provetes em posição de ensaio à compressão diametral, uma vez que os provetes se desintegraram com o simples (e cuidadoso) manuseamento.

A adição de ligante em várias percentagens ao solo permitiu melhorar consideravelmente o seu comportamento mecânico. O solo não ligado apresentou um valor médio de resistência de 6,7 KPa, passando a apresentar, aos 7 dias, resistências desde 609 KPa (para um teor de 6% de cimento) a 3305 KPa (para um teor de 14% de cimento). Aos 28 dias, apresentou resistências desde 1526 KPa (para um teor de cimento de 6%) a 3814 KPa (para um teor de cimento de 12%).

Estas diferenças traduzem-se em relações percentuais de resistência à compressão uniaxial simples que variaram entre 8941% e 49000% a mais, para os provetes ensaiados aos 7 dias e com teor de ligante e 6% e 14%, respetivamente. Para os provetes ensaiados aos 28 dias, a relação percentual variou entre 22573% e 62000%, para os provetes preparados com 6% e 12% de cimento, respetivamente.

Foi possível determinar uma razão entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão uniaxial dos provetes estabilizados de 0,16.

A adição de 10% de argila demonstrou melhorar o comportamento mecânico de provetes com excesso de água (15%) na compressão uniaxial simples, diminuindo o excesso de água livre da mistura e possibilitando reações de hidratação mais eficazes e uma maior densidade de ligações entre partículas. Na compressão diametral, foram os provetes com argila e 11% de água que mostram melhor comportamento, explicados pelo maior número de reações pozolânicas e pelo efeito da coesão típicos dessa tipologia de solos com 10% de argila e com essa gama de teores em água. Esta é uma conclusão interessante no sentido de, eventualmente, permitir a utilização de misturas solo-cimento em solos com tendência a reter mais água, ou em zonas sujeitas a condições de maior humidade, principalmente durante as primeiras semanas após mistura e colocação em obra.

Os maiores pesos volúmicos secos de todas as misturas de solo-cimento deste estudo (6% a 14%) são alcançadas com teores em água iniciais entre 13% e 13,5%.

Tanto a resistência à compressão simples, como a resistência à tração aumentam com o incremento do tempo de cura.

Foi também possível determinar que existe uma razão água-cimento (a/c) ótima para cada teor de ligante. Verificou-se ainda que esse valor ótimo tende a reduzir-se com o aumento do teor de ligante.

## 5.1 – Ensaio de compressão simples

O estudo de sensibilidade realizado para determinar a influência da deformação axial nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial simples demonstrou que a diferença entre a área inicial e a área corrigida é muito baixa, tendo oscilado entre 0,68% e 1,2% para os provetes ensaiados aos 7 dias e 0,96% e 1,6% para os provetes ensaiados aos 28 dias.

Estas diferenças refletiram-se em diferenças na resistência à compressão uniaxial máximas de 0,06MPa, sendo as mais comuns de 0,03MPa, apenas.

### 5.1.1 – Influência do teor em água

Os ensaios realizados neste estudo mostraram que os provetes preparados com um teor em água de 11% revelaram um comportamento mecânico mais competente. Aquando do ensaio, estes provetes apresentavam um teor em água que se situava entre os 9% e os 10% e, para os teores em cimento mais elevados (10%, 12% e 14%) atingiram-se valores de resistência à compressão simples que rondam os 4000 kPa. Verifica-se ainda que, ao contrário do que é habitual no betão, os valores de resistência à compressão simples aos 7 dias de cura são muito inferiores aos valores observados em provetes de betão (75% do valor expectável aos 28 dias de cura). De facto, a resistência à compressão simples aos 7 dias de cura atinge cerca de 50% dos valores obtidos nos ensaios aos provetes com 28 dias de cura.

### 5.1.2 – Influência do teor em cimento

Como seria de esperar, os ensaios mecânicos demonstraram que, ao aumento do teor em cimento correspondeu sempre um aumento da resistência à compressão simples, o que vai de encontro à literatura publicada. Adicionalmente, os provetes com 28 dias demonstraram ser mais competentes do que os provetes com 7 dias. Verificou-se que um teor em água entre os 9% e os 11% permitiu obter resistências à compressão simples mais elevadas (cerca de 4000 kPa). Provetes preparados com um teor em água inferior mostraram, seguramente por um menor desenvolvimento das reações de hidratação, um comportamento mecânico mais

fraco. O decréscimo da resistência à compressão simples verificada nos provetes preparados com um teor em água acima dos 11% aponta para um efeito nocivo do excesso de água na mistura de solo cimento. Este efeito dever-se-á provavelmente ao excessivo afastamento das partículas de ligante, que, ao hidratarem, não interagem em quantidade suficiente com as partículas do solo, resultando em menos ligações cimentícias entre as partículas de solo.

## 5.2 – Ensaio de compressão diametral

### 5.2.1 – Influência do teor em água

Os ensaios de compressão diametral mostraram, tal como era expectável, uma maior variabilidade de resultados. Não obstante, verificou-se também que os teores em água “ótimos” para um solo com estas características se situam entre os 9%-11%.

Acima destes valores, em particular nos provetes com um teor em água de 15% verificou-se, invariavelmente, um decréscimo da resistência à compressão diametral. A incoerência dos valores foi mais visível nos provetes preparados com um teor em cimento mais baixo (6% e 8%), nos quais alguns dos provetes com 28 dias mostraram um comportamento semelhante e até mesmo inferior a alguns provetes com 7 dias.

### 5.2.2 – Influência do teor em cimento

Tal como na compressão simples, verificou-se uma melhoria do comportamento mecânico associada ao aumento do teor em cimento dos provetes. Mais uma vez, verificou-se uma maior variabilidade dos resultados neste tipo de ensaio.

## 5.3 – Trabalhos futuros

Durante a realização deste trabalho, foram naturalmente surgindo ideias para complementar e ampliar o objetivo inicial. Não sendo adequado ou realizável neste âmbito, ficam as ideias aqui mencionadas, para que no futuro, eventualmente, possam ser materializadas:

- Construção de um trecho experimental (ou acompanhamento de uma obra) de solo-cimento que permita a realização de ensaios “*in situ*”, de modo a conseguir a validação dos resultados realizados em laboratório.
- Realização de ensaios triaxiais drenados e não drenados para analisar os efeitos da estabilização em termos de comportamento tensão-deformação e de parâmetros de resistência ao corte.

- Realização de ensaios edométricos para caracterizar a deformabilidade de misturas de solo-cimento.
- Definir uma metodologia que permita definir de forma expedita e rigorosa uma análise de custos comparativa relativamente ao transporte de manchas de solo de empréstimo ou outras soluções construtivas.





## Bibliografia

- ACI. (2009). *ACI 230.1R-09 Report on Soil Cement - American concrete institute*.
- Al-Shayea, N. (2001). The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils. *Engineering Geology*, 62(4), 319–342.
- Anunciação, G. R. (2020). *Análise do comportamento mecânico de um solo arenoso estabilizado e reforçado com fibras de sisal e polipropileno sob influência de carregamentos monotônicos e cíclicos*. Masters thesis, University of Coimbra.
- Atencio, D., & Azzi, A. de A. (2018). Sistemas cristalinos: nomenclatura e convenções. *Terrae Didactica*, 13(3), 279. <https://doi.org/10.20396/td.v13i3.8651222>
- Callister, D. W., & Rethwisch, D. G. (2007). Magnetic properties. *Materials Science and Engineering, An Introduction, 7th Ed. Ed. John Willey & Sons, Inc*, 19–56.
- Carreto, J., Caldeira, L., & Maranha das Neves, E. (2016). Processes Involved in the Formation and Performance of Self-Hardening Slurry Walls: Santa Clara-a-Velha Monastery Cutoff Wall. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(7), 4016019.
- Cimpor. (2011). *Cimento Portland*.
- Consoli, N. C., Cruz, R. C., Floss, M. F., & Festugato, L. (2010). Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(5), 759–763.
- Correia, A. S. A. S. (2011). *Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Doctoral thesis, University of Coimbra.
- Croft, J. B. (1967). The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. *Geotechnique*, 17(2), 119–135.
- Cruz, M. (2004). *Novas tecnologias da aplicação de solo-cimento*. Masters thesis, University of Minho.
- D-2487-00, A. (2003). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified classification system). *Annual Book of ASTM Standards*, 4.
- De Wit, Marc, Hoogzaad, J., Ramkumar, S., Friedl, H., & Douma, A. (2018). The Circularity Gap Report: An analysis of the circular state of the global economy. *Circle Economy: Amsterdam, The Netherlands*.
- Dias, J. J. da F. M. S. (2012). *Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas*. Tese de mestrado - Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- EN, N. F. (2010). 13286-2. Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 2: Test methods for laboratory reference density and water content–Proctor compaction. *Paris: Association Française de Normalisation*.
- EN, N. P. (2001). 197-1. *Cimento parte 1: composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

- Foppa, D. (2005). *Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados*. 143.
- García Cruz, I., González Vergara, E., & Pérez Benítez, A. (2018). Modelos tridimensionales para ilustrar las catorce redes de Bravais: una alternativa para el estudiante. *Educación Química*, 2(2), 86. <https://doi.org/10.22201/fq.18708404e.1991.2.66958>
- Goulart, D. S. (2020). *Influência do tipo de fibra no comportamento mecânico de um solo arenoso cimentado sob ações estáticas e dinâmicas*. Master's thesis, University of Coimbra.
- Ingles, O. G., & Metcalf, J. B. (1972). *Soil stabilization principles and practice*. Book.
- Instituto Nacional de Estatística. (2020). *Estatísticas da Construção e Habitação:2019*. Instituto Nacional de Estatística. <https://www.ine.pt/xurl/pub/443821545>
- J. Antonio H. Carraro; Nilo Cesar Consoli; F.C. Ferreira; J. Fraga. (1997). Aspects of the utilisation of individual by-products for soil improvement. *Sustainable Geomaterials*.
- LIMA, T. V. (2006). *Estudo da produção de blocos de solo-cimento com matérias primas do núcleo urbano da cidade de Campos dos Goytacases-RJ*. Dissertação de Me, Centro de Ciência e Tecnologia/UENF Campos dos Goytacases ....
- LNEC - Determinação do CBR - E 198 - 1967, (1967).
- LNEC, E. (1966). E 197–1966. *Solos. Ensaio de Compactação. Especificação Do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa*.
- LNEC, E. (1970). E 239-1970. “Especificação LNEC: Análise Granulométrica Por Peneiração Húmida. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Luzia, R. (2008). *Camadas não ligadas em pavimentos rodoviários: estudo do comportamento*. Livro. Almedina.
- Materiais cristalinos*. (n.d.).
- Matos Fernandes, M. (2006). Mecânica dos Solos. In *Conceitos e Princípios Fundamentais* (Vol. 1). FEUP.
- McDowell, C. (1959). Stabilization of soils with lime, lime-fly ash and other lime reactive materials. *Highway Research Board Bulletin*, 231(1), 60–66.
- Moore, D. M., & Reynolds Jr, R. C. (1989). *X-ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals*. Oxford University Press.
- Noble, D. F., & Plaster, R. W. (1970). *Reactions in Portland cement-clay mixtures*. Virginia Transportation Research Council.
- NP, N. P. (1969). 143: 1969. *Determinação Dos Limites de Consistência, Lisboa, Portugal*.
- Prates, M., & Santo, T. (1996). Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional. *Curso de Formação Avançado JAE/IST*.
- Reis, M. O. B. (1986). Análise por difração de raios X. *Aplicações No Domínio Dos Materiais de Construção*, Laboratório Nacional De Engenharia Civil, Lisboa.
- Ribeiro, D., Néri, R., & Cardoso, R. (2016). Influence of water content in the UCS of soil-cement mixtures for different cement dosages. *Procedia Engineering*, 143, 59–66.

- Richards, Dennis L. (WEST Consultants, Inc.); Hadley, Hans R. (WEST Consultants, I. . (2006). *Soil-Cement Guide for Water Resources Applications*. <https://www.cement.org/docs/default-source/water-pdfs/eb203.pdf>
- Richards, D. L., & Hadley, H. R. (n.d.). *Soil-Cement Guide for*.
- Santos, J. A. (2008). *Obras Geotécnicas-Compactação—Elementos Teóricos*. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura-Instituto Superior Técnico.
- Silva, S. R., & Silva, S. R. (2005). *Tijolos de solo cimento reforçado com serragem de madeira*. Masters thesis - Universidade Federal de Minas Gerais.
- Sousa Coutinho, A. (1997). *Fabrico e propriedades do betão Volume II*. In LNEC (Ed.), Lisboa, *Laboratório Nacional de Engenharia Civil*.
- Técnicas, A. (2002). *Guia básico de utilização do Cimento Portland*. ABNT, Rio de Janeiro.
- Teixeira, C., Zbyszewski, G., de Assunção, C. T., & Manuppella, G. (1968). *Carta geológica de Portugal na escala de 1/50000: Notícia explicativa da folha 23-C, Leiria*. Serviços Geológicos de Portugal.
- Teixeira, J. P., Pereira, M., & Teixeira, J. A. (2019). *Economia Circular no Setor da Construção Civil I*. Comissão de Coordenação e desenvolvimento Regional de Lisboa e Vale do Tejo.
- Teixeira, P. C., Donagemma, G. K., Fontana, A., & Teixeira, W. G. (2017). *Manual de métodos de análise de solo*. Rio de Janeiro, Embrapa. 573p.
- USACE, N. I. D. (2000). *US Army Corps of Engineers National Inventory of Dams*.
- USBR. (2013). *Embankment Dams*. USBR. <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/designstandards-datacollectionguides/finalds-pdfs/DS13-17.pdf>
- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. A. S., Teles, J., & Custódio, D. G. (2016). Effect of fibre type on the compressive and tensile strength of a soft soil chemically stabilised. *Geosynthetics International*, 23(3), 171–182.
- Wang, L. (2002). *Cementitious stabilization of soils in the presence of sulfate*.
- Wit, M, Verstraeten-Jochems, J. J., Hoogzaad, J., & Kubbinga, B. B. (2019). *The circularity gap report 2019: closing the circularity gap in a 9% world*. Hämtad.



## ANEXO A – Características dos provetes

Tabela 11 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão simples aos 7 dias.

Designação do provete	Fase de preparação (massas, em g)			Provete cilíndrico (Fase da compressão)													
	Solo	CEM	Água	massa (g)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	área (mm <sup>2</sup> )	V (mm <sup>3</sup> )	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	força (N)	σ(kPa)	w inicial (%)	w final (%)
P1_6C_7H_7D_CS	1144,3	68,7	84,9	942,0	68,40	68,38	68,39	139,03	139,72	139,85	3673	51257	1,84	1761	479,4	7,68	6,96
P1_6C_9H_7D_CS	1159,6	69,6	110,6	987,0	68,63	68,57	68,59	139,84	139,54	139,31	3696	51578	1,91	2926	791,7	9,54	8,51
P1_6C_11H_7D_CS	1061,1	63,7	123,7	1023,0	69,07	69,03	68,83	140,16	140,05	140,14	3737	52358	1,95	2274	608,5	11,19	10,19
P1_6C_13H_7D_CS	1101,3	66,1	151,8	1065,5	68,68	68,75	68,81	140,85	139,94	140,14	3712	52081	2,05	3017	812,8	13,77	12,27
P1_6C_15H_7D_CS	1077,8	64,7	171,4	1065,0	68,84	68,76	68,74	138,46	138,46	138,54	3715	51454	2,07	1710	460,2	14,92	13,88
P1_8C_7H_7D_CS	1129,4	90,4	85,4	940,5	68,22	68,16	68,06	140,65	138,64	139,12	3647	50869	1,85	1743	477,9	7,01	5,64
P1_8C_9H_7D_CS	970,0	77,6	94,3	954,5	68,75	68,65	68,58	139,20	139,92	140,02	3703	51729	1,85	1791	483,7	9,42	8,14
P1_8C_11H_7D_CS	1073,1	85,8	127,5	1032,5	68,12	68,04	67,93	140,30	140,36	139,81	3635	50945	2,03	4180	1150,0	10,72	10,25
P1_8C_13H_7D_CS	1091,1	87,3	153,2	1072,5	68,41	68,56	68,62	140,78	140,30	140,99	3689	51893	2,07	3011	816,3	13,31	12,61
P1_8C_15H_7D_CS	1224,7	98,0	198,4	1073,0	68,60	68,73	68,70	140,43	141,24	141,42	3704	52242	2,05	2851	769,6	14,99	14,40
P1_10C_7H_7D_CS	1088,4	108,8	83,8	945,0	68,64	68,72	68,72	140,31	139,87	140,31	3706	51946	1,82	3198	862,9	8,12	7,28
P1_10C_9H_7D_CS	1279,8	128,0	126,7	1008,0	68,30	68,35	68,39	139,64	139,58	139,76	3669	51238	1,97	4943	1347,3	9,60	8,43
P1_10C_11H_7D_CS	1232,7	123,3	149,2	1049,0	68,66	68,78	68,75	140,93	139,84	140,20	3710	52061	2,01	7271	1959,8	11,48	10,17
P1_10C_13H_7D_CS	1383,2	138,3	197,8	1072,5	68,46	68,35	68,35	139,64	139,61	139,73	3673	51298	2,09	5096	1387,4	13,41	12,16
P1_10C_15H_7D_CS	1015,0	101,5	167,5	1054,0	68,47	68,29	68,17	139,23	139,23	139,37	3665	51043	2,06	5132	1400,3	16,05	14,13
P1_12C_7H_7D_CS	1023,3	122,8	80,2	950,5	68,67	68,60	68,60	140,35	139,69	139,68	3699	51745	1,84	3698	999,8	7,27	6,23
P1_12C_9H_7D_CS	1137,7	136,5	114,7	1007,5	68,97	68,91	68,94	139,70	139,36	139,41	3733	52068	1,93	8915	2388,3	10,17	9,01
P1_12C_11H_7D_CS	1056,2	126,7	130,1	1041,5	67,94	68,04	68,27	139,62	139,21	139,13	3641	50720	2,05	10392	2854,5	11,76	10,23
P1_12C_13H_7D_CS	1044,0	125,3	152,0	1087,5	69,00	68,98	68,92	140,84	140,86	140,59	3736	52584	2,07	9138	2446,1	13,89	12,40
P1_12C_15H_7D_CS	1045,1	125,4	175,6	1058,5	68,16	68,20	68,16	139,08	139,39	139,53	3650	50859	2,08	7333	2008,9	15,90	14,05
P1_14C_7H_7D_CS	1265,0	177,1	100,9	947,0	68,29	68,34	68,41	139,46	140,17	139,91	3669	51307	1,85	5142	1401,5	8,34	7,20
P1_14C_9H_7D_CS	1095,2	153,3	112,4	981,0	68,55	68,57	68,42	140,15	139,79	138,99	3687	51482	1,91	6654	1804,9	9,58	8,49
P1_14C_11H_7D_CS	1122,4	157,1	140,7	1041,0	69,03	69,00	68,95	139,52	139,38	139,81	3739	52179	2,00	12357	3305,3	11,47	9,60
P1_14C_13H_7D_CS	1136,3	159,1	168,4	1078,0	68,03	68,03	68,18	139,57	139,85	139,85	3640	50874	2,12	13013	3574,8	13,34	11,58
P1_14C_15H_7D_CS	1130,8	158,31	193,40	1064,0	68,82	68,81	68,79	139,37	138,95	139,23	3718	51753	2,06	8099	2178,1	15,91	13,76

Tabela 12 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão diametral aos 7 dias.

Designação do provete	Fase de preparação			Provete cilíndrico (Fase da compressão)													
	(massas, em g)			massa (g)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	área (mm <sup>2</sup> )	V (mm <sup>3</sup> )	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	força (N)	σ(kPa)	winicial (%)	wfinal (%)
	Solo	CEM	Água														
P1_6C_7H_7D_CD	1153,6	69,2	85,6	936,5	68,20	68,31	68,21	138,98	139,25	139,47	3657	509227	1,84	1616	108,3	7,55	6,08
P1_6C_9H_7D_CD	1181,4	70,9	112,7	995,5	68,14	68,22	68,08	139,31	139,92	139,60	3647	509208	1,95	2010	134,5	9,75	8,98
P1_6C_11H_7D_C	1194,7	71,7	139,3	1048,	68,68	68,64	68,64	139,91	139,54	139,64	3702	517129	2,03	2181	144,8	11,42	10,85
P1_6C_13H_7D_C	1179,1	70,7	162,5	1081,	68,76	68,88	68,86	139,44	140,23	140,52	3721	521209	2,07	2559	169,0	13,26	12,30
P1_6C_15H_7D_C	1136,4	68,2	180,7	1051,	68,36	68,24	68,23	139,79	139,52	139,38	3661	510982	2,06	1708	114,1	15,14	14,47
P1_8C_7H_7D_CD	1329,4	106,4	100,5	957,0	68,34	68,55	68,56	140,06	139,75	140,07	3683	515541	1,86	2627	174,5	7,38	6,12
P1_8C_9H_7D_CD	1182,0	94,6	114,9	982,5	68,50	68,55	68,76	140,27	139,92	139,83	3696	517522	1,90	1476	97,8	9,50	8,12
P1_8C_11H_7D_C	1131,3	90,5	134,4	1060,	68,41	68,37	68,31	140,29	140,08	139,95	3671	514275	2,06	4478	297,6	11,42	10,23
P1_8C_13H_7D_C	1031,3	82,5	144,8	1074,	68,10	68,20	68,14	139,68	140,23	139,50	3647	509914	2,11	3602	240,7	13,24	12,90
P1_8C_15H_7D_C	1242,8	99,4	201,3	1061,	68,44	68,47	68,49	139,55	139,44	139,60	3682	513707	2,07	1975	131,6	15,19	13,84
P1_10C_7H_7D_C	1134,1	113,4	87,3	944,5	68,25	68,28	68,36	138,51	139,25	139,37	3663	509377	1,85	1401	93,9	7,46	6,73
P1_10C_9H_7D_C	1269,3	126,9	125,7	988,5	68,62	68,64	68,75	139,76	139,74	139,01	3704	516664	1,91	3854	256,1	9,57	8,31
P1_10C_11H_7D_C	1264,8	126,5	153,0	1052,	68,42	68,32	68,19	138,75	139,18	139,59	3665	510052	2,06	4190	280,6	11,19	9,96
P1_10C_13H_7D_C	1064,2	106,4	152,2	1075,	68,73	68,83	68,78	139,76	139,63	139,56	3715	518866	2,07	3791	251,3	13,38	11,90
P1_10C_15H_7D_C	1136,4	113,6	187,5	1059,	68,16	68,22	68,21	139,66	138,68	139,67	3653	508958	2,08	3024	202,6	15,60	14,09
P1_12C_7H_7D_C	1085,4	130,2	85,1	944,0	68,42	68,43	68,32	139,74	139,53	139,57	3673	512864	1,84	1443	96,2	8,04	6,72
P1_12C_9H_7D_C	1076,8	129,2	108,5	995,0	68,06	68,11	68,16	139,59	139,37	139,88	3643	508673	1,96	2718	182,0	9,82	8,59
P1_12C_11H_7D_C	1007,1	120,9	124,1	1045,	68,35	68,41	68,45	139,67	139,63	139,59	3675	513125	2,04	4505	300,3	12,03	10,15
P1_12C_13H_7D_C	1169,8	140,4	170,3	1070,	68,30	68,21	68,17	139,36	139,21	139,02	3656	508894	2,10	5249	351,9	13,72	12,12
P1_12C_15H_7D_C	1069,4	128,3	179,7	1056,	68,02	68,06	68,07	140,09	138,89	139,40	3637	507219	2,08	4617	309,7	16,18	14,08
P1_14C_7H_7D_C	1160,4	162,5	92,6	950,5	68,62	68,32	68,22	141,45	139,76	139,57	3673	515189	1,84	2885	191,5	8,61	6,91
P1_14C_9H_7D_C	1127,6	157,9	115,7	976,5	68,21	68,12	68,11	138,30	138,68	138,65	3647	505318	1,93	5130	345,9	9,38	7,90
P1_14C_11H_7D_C	1137,2	159,2	142,6	1048,	68,74	68,82	68,85	140,48	139,84	139,88	3718	520767	2,01	6439	425,4	11,87	10,31
P1_14C_13H_7D_C	1188,2	166,4	176,1	1084,	68,94	68,99	68,95	139,80	139,76	139,86	3735	522170	2,08	6023	397,7	13,34	11,64
P1_14C_15H_7D_C	1171,1	164,0	200,3	1067,	68,13	68,18	68,19	140,35	140,13	139,82	3650	511296	2,09	5074	338,2	15,63	13,48

Tabela 13 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão simples aos 28 dias.

Designação do provete	Fase de preparação (massas, em g)			Provete cilíndrico (Fase da compressão)													
	Solo	CEM	Água	massa (g)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	área (mm <sup>2</sup> )	V (mm <sup>3</sup> )	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	força (N)	σ(kPa)	w inicial (%)	w final (%)
P1_6C_7H_28D_CS	1087,2	65,2	80,7	1030,	68,51	68,63	68,57	141,00	140,43	139,52	3693	518164	1,99	2772	750,6	7,03	5,29
P2_6C_7H_28D_CS	1129,0	67,7	83,8	1029,	68,64	68,64	68,62	140,89	140,23	140,56	3700	519122	1,98	7497	730,0	6,81	5,68
P1_6C_9H_28D_CS	1152,9	69,2	110,0	1083,	68,74	68,67	68,69	140,14	140,07	140,10	3707	519340	2,09	5612	2000,0	8,94	7,27
P2_6C_9H_28D_CS	1382,8	83,0	131,9	1020,	68,69	68,73	68,73	139,90	140,37	139,83	3709	519332	1,96	7497	2021,5	8,99	8,45
P1_6C_11H_28D_C	1237,4	74,2	144,3	1058,	68,43	68,44	68,16	140,61	140,57	140,66	3668	515832	2,05	4883	1331,1	10,97	6,36
P2_6C_11H_28D_C	1252,1	75,1	146,0	1050,	68,68	68,79	68,75	140,42	139,87	139,90	3711	519797	2,02	6388	1721,3	11,00	8,34
P1_6C_13H_28D_C	1211,1	72,7	166,9	1078,	68,81	68,91	68,80	139,94	139,99	140,24	3722	521285	2,07	5837	1568,3	13,12	11,41
P2_6C_13H_28D_C	1269,8	76,2	175,0	1067,	68,01	67,92	68,08	140,08	139,16	139,50	3632	506960	2,11	4212	1159,7	12,55	11,51
P1_6C_15H_28D_C	1082,1	64,9	172,1	1056,	68,76	69,20	68,59	139,63	139,77	139,71	3723	520121	2,03	4067	1092,4	14,73	13,18
P2_6C_15H_28D_C	1329,6	79,8	211,4	1036,	68,04	68,27	68,34	139,66	138,68	139,67	3655	509256	2,03	4431	1000,0	14,80	13,53
P1_8C_7H_28D_CS	1271,8	101,7	96,1	977,5	68,62	68,74	68,95	140,88	140,42	139,84	3714	521427	1,87	3603	970,0	7,61	7,05
P2_8C_7H_28D_CS	1194,8	95,6	90,3	964,0	68,62	68,54	68,56	140,11	140,44	140,46	3693	518288	1,86	2904	786,3	6,86	6,84
P1_8C_9H_28D_CS	1260,3	100,8	122,5	1016,	68,81	68,96	68,94	139,39	139,41	139,84	3729	520343	1,95	8134	2181,4	9,02	8,73
P2_8C_9H_28D_CS	1162,4	93,0	113,0	1024,	68,60	68,86	68,85	139,59	140,39	140,63	3714	520770	1,97	7485	2015,1	9,61	8,77
P1_8C_11H_28D_C	1049,1	83,9	124,6	1050,	68,15	68,20	68,24	139,35	139,55	139,10	3653	508945	2,06	10473	2867,2	11,70	10,03
P2_8C_11H_28D_C	1336,6	106,9	158,8	1053,	68,78	68,85	68,86	140,30	139,76	139,85	3721	520811	2,02	6766	1818,4	10,90	10,40
P1_8C_13H_28D_C	1433,4	114,7	201,2	1043,	67,91	67,79	67,93	139,45	139,67	139,63	3619	505085	2,07	6807	1881,2	12,75	11,71
P2_8C_13H_28D_C	1172,6	93,8	164,6	1057,	68,89	68,93	68,83	140,12	139,30	139,40	3727	520265	2,03	9424	2528,8	12,67	11,55
P1_8C_15H_28D_C	1286,5	102,9	208,4	1052,	69,11	68,92	68,93	139,51	138,92	139,65	3738	520905	2,02	4668	1248,9	14,84	13,31
P2_8C_15H_28D_C	1286,0	102,9	208,3	1040,	68,44	68,56	68,42	139,66	139,29	139,01	3682	513034	2,03	4823	1309,7	14,82	13,41
P1_10C_7H_28D_C	1198,9	119,9	92,3	951,0	68,58	68,23	68,21	140,56	139,33	139,54	3668	512835	1,85	7307	1992,0	6,96	6,17
P2_10C_7H_28D_C	1174,7	117,5	90,5	940,5	68,94	68,80	68,77	139,13	138,71	138,43	3722	516397	1,82	4016	1079,1	6,80	6,14
P1_10C_9H_28D_C	1230,0	123,0	121,8	1045,	68,95	68,94	69,16	141,08	140,89	140,10	3741	526334	1,99	12852	3435,4	10,09	8,97
P2_10C_9H_28D_C	1346,0	134,6	133,3	1025,	68,50	68,25	68,15	140,61	139,99	139,96	3664	513615	2,00	11758	3209,2	9,45	8,46
P1_10C_11H_28D_CS	1106,3	110,6	133,9	1054,	68,77	68,85	68,75	139,80	140,40	140,47	3717	521148	2,02	10486	2821,4	11,47	10,21



Tabela 14 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão simples aos 28 dias (continuação).

Designação do provete	Fase de preparação			Provete cilíndrico (Fase da compressão)													
	(massas, em g)			massa (g)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	área (mm <sup>2</sup> )	V (mm <sup>3</sup> )	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	força (N)	σ(kPa)	winicial (%)	wfinal (%)
	Solo	CEM	Água														
P2_10C_11H_28D_CS	1175,1	117,5	142,2	1050,	68,76	68,46	68,49	139,97	140,29	140,73	3693	518213	2,03	12901	3493,5	11,22	9,85
P1_10C_13H_28D_CS	1267,2	126,7	181,2	1076,	68,84	68,76	68,62	140,26	139,89	139,72	3711	519401	2,07	12187	3283,9	13,37	11,75
P2_10C_13H_28D_CS	1287,8	128,8	184,2	1070,	68,04	67,90	67,89	140,22	140,39	139,68	3626	507939	2,11	11698	3226,5	12,94	11,47
P1_10C_15H_28D_CS	1235,0	123,5	203,8	1055,	68,74	68,64	68,64	140,01	138,95	139,77	3704	516986	2,04	6416	1732,2	15,19	13,78
P2_10C_15H_28D_CS	1179,7	118,0	194,7	1053,	68,75	68,78	68,62	140,67	139,18	138,67	3709	517379	2,04	5517	1487,6	15,49	13,54
P1_12C_7H_28D_CS	1292,9	155,1	101,4	993,0	68,44	68,65	68,68	138,89	139,67	139,52	3695	514932	1,93	5847	1582,4	7,16	4,11
P2_12C_7H_28D_CS	1250,1	150,0	98,0	986,0	68,46	68,16	68,05	139,77	139,74	139,98	3656	511159	1,93	9946	2720,8	7,72	6,55
P1_12C_9H_28D_CS	1135,1	136,2	114,4	1011,	68,36	68,48	68,39	140,33	140,54	140,71	3676	516521	1,96	13094	3562,4	9,18	8,01
P2_12C_9H_28D_CS	1178,7	141,4	118,8	1042,	68,17	68,25	68,29	139,72	139,90	139,93	3657	511432	2,04	11273	3082,6	9,25	7,58
P1_12C_11H_28D_CS	1225,6	147,1	151,0	1078,	68,40	68,42	68,53	140,11	140,34	139,94	3680	515665	2,09	15653	4253,6	11,44	9,03
P2_12C_11H_28D_CS	1385,4	166,2	170,7	1085,	68,86	68,97	68,80	140,05	139,86	139,82	3726	521294	2,08	15301	4106,6	11,38	10,57
P1_12C_13H_28D_CS	1214,5	145,7	176,8	1080,	68,35	68,14	68,14	140,92	139,90	139,67	3654	512177	2,11	10908	2985,1	13,41	12,41
P2_12C_13H_28D_CS	1203,0	144,4	175,2	1067,	68,60	68,28	68,27	139,28	139,98	140,03	3673	513315	2,08	11037	3005,1	13,03	11,46
P1_12C_15H_28D_CS	1100,9	132,1	185,0	1054,	68,87	68,97	68,80	139,67	139,84	139,95	3726	521009	2,02	8581	2302,8	15,40	13,62
P2_12C_15H_28D_CS	1229,9	147,6	206,6	1074,	68,81	68,88	68,79	140,12	140,01	140,35	3721	521468	2,06	9650	2593,7	15,14	13,82
P1_14C_7H_28D_CS	1460,4	204,5	116,5	967,0	68,94	68,83	68,84	139,40	139,51	139,57	3725	519641	1,86	8742	2346,7	7,12	6,39
P2_14C_7H_28D_CS	1180,7	165,3	94,2	989,0	68,63	68,57	68,81	140,25	139,86	140,06	3704	518714	1,91	8104	2188,1	7,35	6,28
P1_14C_9H_28D_CS	1169,7	163,8	120,0	1024,	68,65	67,96	67,99	139,90	140,38	139,62	3653	511309	2,00	16612	4547,4	9,40	7,35
P2_14C_9H_28D_CS	1046,6	146,5	107,4	1019,	68,23	68,12	68,02	140,34	140,26	139,87	3645	510852	1,99	12225	3354,0	8,94	7,37
P1_14C_11H_28D_CS	1178,4	165,0	147,8	1063,	68,44	68,31	68,10	139,60	139,81	140,25	3662	512266	2,08	13769	3760,0	10,77	9,40
P2_14C_11H_28D_CS	1077,3	150,8	135,1	1080,	68,63	68,61	68,32	140,21	140,68	140,11	3687	517470	2,09	14261	3867,5	11,18	10,35
P1_14C_13H_28D_CS	1420,9	198,9	210,6	1074,	68,34	68,16	68,15	139,86	139,80	139,85	3655	511084	2,10	14195	3883,9	13,65	12,27
P2_14C_13H_28D_CS	1377,1	192,8	204,1	1072,	68,19	68,03	68,00	139,82	139,63	140,20	3640	509108	2,11	12998	3571,4	13,34	11,30
P1_14C_15H_28D_CS	1252,8	175,4	214,2	1045,	68,64	68,62	68,59	138,56	138,93	138,64	3698	512929	2,04	12747	3447,1	14,83	12,77
P2_14C_15H_28D_CS	1372,5	192,2	234,7	1036,	68,22	68,15	68,29	137,97	136,79	137,17	3655	501898	2,06	10691	2924,9	15,36	12,74

Tabela 15 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão diametral aos 28 dias.

Designação do provete	Fase de preparação (massas, em g)			Provete cilíndrico (Fase da compressão)													
	Solo	CEM	Água	massa (g)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	área (mm <sup>2</sup> )	V (mm <sup>3</sup> )	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	força (N)	σ(kPa)	winicial (%)	wfinal (%)
P1_6C_7H_28D_C	1035,9	62,2	76,9	992,5	68,71	68,90	68,95	138,61	138,74	138,98	3723	516721	1,92	1974,0	131,5	7,71	5,91
P2_6C_7H_28D_C	1147,7	68,9	85,2	950,5	68,25	68,36	68,37	140,79	140,14	141,09	3667	515801	1,84	2003,0	132,7	7,20	5,54
P1_6C_9H_28D_C	1259,1	75,5	120,1	977,0	68,29	68,30	68,26	139,70	139,45	139,65	3662	511216	1,91	4327,0	289,0	9,23	8,12
P2_6C_9H_28D_C	1403,1	84,2	133,9	1030,	68,51	68,29	68,21	139,83	139,23	139,17	3668	511318	2,01	2338,0	156,2	9,43	7,80
P1_6C_11H_28D_C	1183,2	71,0	138,0	1005,	68,60	68,61	68,57	138,51	138,81	139,08	3695	512912	1,96	3413,0	228,2	11,95	10,23
P2_6C_11H_28D_C	1209,9	72,6	141,1	1040,	68,78	68,81	68,71	140,54	140,25	140,00	3714	520943	2,00	4751,0	313,6	11,21	10,41
P1_6C_13H_28D_C	1042,5	62,6	143,7	1063,	68,63	68,80	68,81	140,48	140,51	140,31	3712	521271	2,04	4339,0	286,1	13,38	12,19
P2_6C_13H_28D_C	1308,9	78,5	180,4	1053,	68,06	68,11	68,14	139,97	139,95	140,07	3643	509970	2,06	4130,0	275,8	13,54	12,36
P1_6C_15H_28D_C	1118,4	67,1	177,8	1048,	68,31	68,32	68,16	139,84	139,94	139,46	3660	511454	2,05	2583,0	172,4	15,98	14,51
P2_6C_15H_28D_C	1084,6	65,1	172,5	1052,	68,43	68,49	68,58	139,82	139,77	140,45	3685	515989	2,04	2825,0	187,5	15,36	14,35
P1_8C_7H_28D_C	999,8	80,0	75,6	893,5	68,53	68,39	68,56	133,65	134,29	130,23	3685	489028	1,83	3802,0	266,3	7,62	6,95
P2_8C_7H_28D_C	1030,9	82,5	77,9	886,0	68,59	68,57	68,46	130,29	133,06	133,89	3690	488551	1,81	3499,0	245,4	7,66	6,35
P1_8C_9H_28D_C	1146,6	91,7	111,4	995,5	68,72	68,82	68,85	140,35	140,05	140,29	3717	521273	1,91	6230,0	411,1	10,11	8,45
P2_8C_9H_28D_C	1166,1	93,3	113,3	1005,	68,46	68,63	68,51	140,58	140,50	140,38	3689	518237	1,94	7858,0	519,6	9,76	8,48
P1_8C_11H_28D_C	1243,7	99,5	147,8	994,5	68,36	68,42	68,47	139,60	139,32	139,47	3676	512712	1,94	3739,0	249,5	9,52	8,40
P2_8C_11H_28D_C	1168,2	93,5	138,8	1048,	68,52	68,75	68,73	139,21	139,41	139,46	3703	516083	2,03	4473,0	297,6	11,94	10,41
P1_8C_13H_28D_C	1033,8	82,7	145,1	1045,	68,32	68,28	68,31	140,21	141,07	140,28	3664	514887	2,03	3906,0	259,1	13,59	12,18
P2_8C_13H_28D_C	1100,8	88,1	154,6	1061,	68,58	68,65	68,60	140,01	139,45	139,34	3697	516119	2,06	5477,0	364,0	13,48	12,62
P1_8C_15H_28D_C	1073,6	85,9	173,9	1053,	68,73	68,77	68,77	139,85	139,67	140,23	3713	519504	2,03	2964,0	196,1	15,40	14,30
P2_8C_15H_28D_C	1172,4	93,8	189,9	1047,	68,72	68,63	68,64	138,32	138,66	138,59	3703	512935	2,04	3734,0	249,9	15,46	14,30
P1_10C_7H_28D_C	1299,7	130,0	100,1	1008,	68,40	68,55	68,61	140,84	140,22	140,29	3687	517901	1,95	3060,0	202,4	7,68	4,93
P2_10C_7H_28D_C	1245,2	124,5	95,9	1045,	68,50	68,41	68,41	140,87	141,09	141,32	3679	519059	2,01	4502,0	296,8	7,44	5,32
P1_10C_9H_28D_C	1206,4	120,6	119,4	1045,	68,95	68,94	69,16	141,08	140,89	140,10	3741	526334	1,99	3484,0	228,4	9,44	7,88
P2_10C_9H_28D_C	1348,3	134,8	133,5	1019,	68,72	67,67	68,45	140,98	140,99	141,01	3662	516268	1,97	3581,0	236,8	9,49	9,08
P1_10C_11H_28D_CD	1111,7	111,2	134,5	1034,	68,74	68,66	68,53	141,01	140,55	140,28	3701	520371	1,99	4550,0	300,1	11,16	9,65

Tabela 16 - Características dos provetes preparados para ensaio à compressão diametral aos 28 dias (continuação).

Designação do provete	Fase de preparação (massas, em g)			Provete cilíndrico (Fase da compressão)													
	Solo	CEM	Água	massa (g)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	área (mm <sup>2</sup> )	V (mm <sup>3</sup> )	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	força (N)	σ(kPa)	w inicial (%)	w final (%)
P2_10C_11H_28D_CD	1114,5	111,5	134,9	1043,	68,47	68,51	68,47	140,17	139,94	139,93	3683	515738	2,02	3557,0	236,2	11,35	10,02
P1_10C_13H_28D_CD	1163,9	116,4	166,4	1061,	68,47	68,36	68,43	141,64	140,30	140,42	3677	517628	2,05	3399,0	224,6	13,12	11,96
P2_10C_13H_28D_CD	1189,1	118,9	170,0	1064,	68,13	68,19	68,18	140,19	140,80	140,64	3649	512813	2,08	6272,0	416,8	13,47	11,93
P1_10C_15H_28D_CD	1295,3	129,5	213,7	1057,	68,90	68,85	68,96	140,77	140,08	140,19	3729	523326	2,02	4232,0	278,6	15,28	13,97
P2_10C_15H_28D_CD	1304,1	130,4	215,2	1062,	67,97	68,12	68,18	140,49	140,48	139,99	3641	510947	2,08	5693,0	379,3	15,31	13,92
P1_12C_7H_28D_CD	1145,8	137,5	89,8	938,0	68,77	68,66	68,48	140,66	139,81	139,44	3700	517890	1,81	3485,0	230,9	7,67	
P2_12C_7H_28D_CD	1058,2	127,0	83,0	1016,	68,54	68,56	68,60	139,97	141,21	140,40	3692	518889	1,96	4437,0	293,2	8,04	6,56
P1_12C_9H_28D_CD	1007,2	120,9	101,5	990,0	68,56	68,51	68,53	140,27	140,03	140,32	3689	517204	1,91	4365,0	289,2	9,51	6,75
P2_12C_9H_28D_CD	1257,1	150,9	126,7	1002,	68,57	68,65	68,80	139,90	139,83	140,02	3704	518246	1,93	5227,0	346,3	9,79	7,00
P1_12C_11H_28D_CD	1028,6	123,4	126,7	1044,	69,06	68,94	68,85	139,93	139,78	140,21	3734	522641	2,00	7449,0	491,4	11,48	10,45
P2_12C_11H_28D_CD	1169,5	140,3	144,1	1056,	68,57	68,62	68,63	139,97	139,73	139,68	3697	516784	2,04	8311,0	551,7	11,55	9,50
P1_12C_13H_28D_CD	1204,2	144,5	175,3	1073,	68,67	68,67	68,63	141,08	140,56	140,27	3702	520660	2,06	9642,0	635,7	13,30	12,14
P2_12C_13H_28D_CD	1166,2	139,9	169,8	1080,	68,64	68,58	68,51	141,57	141,35	141,12	3694	522069	2,07	9098,0	597,5	13,37	11,35
P1_12C_15H_28D_CD	1183,3	142,0	198,8	1052,	68,82	68,87	68,88	139,57	139,33	139,00	3724	518720	2,03	6871,0	456,0	15,42	13,07
P2_12C_15H_28D_CD	1140,5	136,9	191,6	1057,	68,88	68,83	68,84	139,67	139,73	139,64	3723	520034	2,03	7481,0	495,2	15,30	12,44
P1_14C_7H_28D_CD	1193,7	167,1	95,3	955,0	68,49	68,25	68,03	139,83	139,85	139,96	3659	511842	1,87	4380,0	292,0	7,80	6,02
P2_14C_7H_28D_CD	1107,2	155,0	88,4	954,0	68,88	68,85	68,69	140,33	140,16	140,44	3718	521722	1,83	5155,0	339,9	7,63	5,67
P1_14C_9H_28D_CD	1105,7	154,8	113,4	996,0	68,11	68,05	67,90	139,78	139,75	139,82	3634	507947	1,96	8123,0	543,9	9,52	7,37
P2_14C_9H_28D_CD	1039,5	145,5	106,7	982,5	68,31	68,35	68,35	139,18	138,64	139,37	3668	510047	1,93	6830,0	457,5	9,17	7,18
P1_14C_11H_28D_CD	1265,9	177,2	158,7	1043,	68,65	68,60	68,50	139,94	139,16	139,20	3694	515103	2,02	11449,	762,2	11,30	8,83
P2_14C_11H_28D_CD	1153,9	161,5	144,7	1055,	68,55	68,44	68,49	140,36	140,44	139,96	3685	516773	2,04	14275,	946,0	11,33	8,52
P1_14C_13H_28D_CD	1199,4	167,9	177,8	1069,	68,79	68,91	68,77	140,27	139,92	140,04	3720	521107	2,05	11660,	770,0	13,28	10,89
P2_14C_13H_28D_CD	1445,0	202,3	214,1	1067,	68,00	67,85	67,86	140,08	140,16	139,53	3621	506713	2,11	15562,	1042,7	13,23	10,70
P1_14C_15H_28D_CD	1257,7	176,1	215,1	1058,	68,62	68,61	68,65	139,44	139,41	139,13	3699	515359	2,05	7745,0	515,7	14,92	11,03
P2_14C_15H_28D_CD	1268,6	177,6	216,9	1058,	68,76	68,74	68,81	139,32	139,36	139,54	3714	517811	2,04	6266,0	416,1	14,96	12,36

Tabela 17 - Características dos provetes preparados com 10% de argila para ensaio à compressão simples e diametral aos 7 e 28 dias.

Designação do provete	Fase de preparação			Provete cilíndrico (Fase da compressão)													
	(massas, em g)			massa (g)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	área (mm <sup>2</sup> )	V (mm <sup>3</sup> )	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	força (N)	σ(kPa)	winicial (%)	wfinal (%)
	Solo	CEM	Água														
ARG_P1_10C_11H_7D	1229,4	122,9	135,2	1229,	68,05	68,04	68,12	139,74	139,18	140,15	3639	508355	2,24	11274	3098,0	10,91	9,39
ARG_P2_10C_11H_7D	1103,1	110,3	121,3	1103,	68,89	69,06	68,89	140,10	139,92	140,01	3734	522728	2,19	12225	3274,4	9,42	8,32
ARG_P1_10C_11H_7D	1216,2	121,6	133,8	1216,	67,89	67,95	67,93	139,39	139,27	139,48	3623	505043	2,25	9064	609,5	10,78	8,66
ARG_P2_10C_11H_7D	1269,9	127,0	139,7	1269,	68,03	68,04	68,03	139,98	139,78	140,01	3635	508655	2,23	7587	507,4	10,43	8,41
ARG_P1_10C_11H_28	1062,5	106,3	116,9	1062,	68,65	68,71	68,78	139,52	139,82	140,06	3708	518417	2,18	12176	3283,5	10,74	7,60
ARG_P2_10C_11H_28	1071,2	107,1	117,8	1071,	68,44	68,36	68,42	138,68	139,75	140,00	3675	512611	2,23	12707	3457,5	10,68	7,49
ARG_P1_10C_11H_28	1418,6	141,9	156,0	1418,	68,43	68,35	68,29	139,93	140,48	140,08	3670	514382	2,21	8974	596,3	10,82	7,72
ARG_P2_10C_11H_28	1224,5	122,5	134,7	1224,	68,46	68,34	68,34	140,11	139,45	140,47	3672	514170	2,21	11018	732,6	10,64	7,65
ARG_P1_10C_15H_7D	1250,6	125,1	137,6	1250,													
ARG_P2_10C_15H_7D	1174,8	117,5	129,2	1174,													
ARG_P1_10C_15H_7D	1130,6	113,1	124,4	1130,													
ARG_P2_10C_15H_7D	1113,2	111,3	122,5	1113,													
ARG_P1_10C_15H_28	1284,0	128,4	141,2	1284,	68,54	68,58	68,64	137,66	138,40	137,65	3695	509500	2,12	7328	1983,4	13,86	10,22
ARG_P2_10C_15H_28	1288,1	128,8	141,7	1288,	68,13	68,01	68,05	139,84	140,37	140,82	3638	510632	2,18	8972	2465,9	13,76	10,20
ARG_P1_10C_15H_28	1353,2	135,3	148,9	1353,	68,67	68,61	68,67	140,57	138,76	139,45	3701	516697	2,11	4477	297,4	14,06	10,12
ARG_P2_10C_15H_28	1144,6	114,5	125,9	1144,	68,33	68,88	68,81	138,40	140,39	141,16	3704	518492	2,10	4936	326,9	13,76	10,59

## ANEXO B – Picos difratométricos

**Tabela 18** – Picos difratométricos do Solo Coimbra.

No.	Pos. [°2 $\theta$ ]	d- spacing [Å]	Area [cts*°2 $\theta$ ]	Rel. Int. [%]	Integral Breadth [°2 $\theta$ ]	Backgr.[cts]	Height [cts]
1	5.8386	15.13738	21.73	0.29	0.543573	203.95	39.97
2	8.8783	9.96035	22.23	1.04	0.155307	177.91	143.13
3	9.6881	9.12959	51.50	0.69	0.543573	165.58	94.74
4	12.1069	7.31048	22.39	0.42	0.388267	153.23	57.67
5	13.6757	6.47519	10.06	0.94	0.077653	153.41	129.52
6	15.9537	5.55540	57.58	0.67	0.621227	153.66	92.69
7	20.8633	4.25785	264.53	19.78	0.097067	159.66	2725.27
8	22.3353	3.98045	7.92	0.49	0.116480	156.75	68.00
9	23.2041	3.83336	9.83	0.61	0.116480	155.04	84.40
10	24.0066	3.70700	16.16	0.43	0.271787	153.46	59.45
11	25.6585	3.47197	23.58	1.76	0.097067	150.20	242.96
12	26.6283	3.34768	1872.72	100.00	0.135893	148.28	13780.83
13	27.5110	3.24224	126.33	5.25	0.174720	146.54	723.02
14	29.4498	3.03305	11.90	0.56	0.155307	142.71	76.61
15	30.2447	2.95512	9.70	1.21	0.058240	141.14	166.58
16	30.8022	2.90290	20.64	0.64	0.232960	140.04	88.61
17	32.4355	2.76036	8.12	0.25	0.232960	136.82	34.84
18	35.0196	2.56237	22.80	0.71	0.232960	134.82	97.89
19	36.5410	2.45910	98.16	6.11	0.116480	134.16	842.68
20	38.4951	2.33865	15.72	0.29	0.388267	133.32	40.48
21	39.4669	2.28328	75.78	4.72	0.116480	132.90	650.62
22	40.2932	2.23834	40.32	3.01	0.097067	132.55	415.34
23	41.7685	2.16263	6.85	0.51	0.097067	131.91	70.55
24	42.4206	2.13088	86.52	4.04	0.155307	131.63	557.08
25	45.7912	1.98157	47.83	2.98	0.116480	128.19	410.62
26	47.1026	1.92942	4.89	0.30	0.116480	125.27	41.96
27	50.1285	1.81831	266.98	10.09	0.192000	121.12	1390.54
28	50.2773	1.81778	66.16	5.00	0.096000	120.65	689.18
29	50.7298	1.79816	40.79	0.66	0.448000	119.22	91.05
30	54.8668	1.67196	83.98	3.81	0.160000	122.73	524.90
31	55.0458	1.67108	20.08	1.52	0.096000	122.95	209.13
32	55.3269	1.65914	34.13	1.55	0.160000	123.29	213.33
33	55.4910	1.65873	13.21	1.00	0.096000	123.49	137.61

**Tabela 19** – Picos difratométricos do Solo Leiria.

No.	Pos. [°2θ]	d-spacing [Å]	Area [cts*°2θ]	Rel. Int. [%]	Integral Breadth [°2θ]	Backgr.[cts]	Height [cts]
1	5.8560	15.09238	12.73	0.34	0.232960	163.63	54.63
2	9.4799	9.32965	29.80	0.59	0.310613	130.87	95.93
3	12.3646	7.15871	13.38	0.42	0.194133	109.35	68.90
4	13.7091	6.45951	11.06	0.70	0.097067	108.04	113.95
5	15.9975	5.54028	21.80	0.58	0.232960	105.81	93.60
6	20.8920	4.25206	312.50	19.83	0.097067	98.42	3219.42
7	22.5450	3.94391	9.43	0.60	0.097067	94.51	97.14
8	23.7291	3.74971	37.00	0.49	0.465920	91.71	79.41
9	24.0352	3.70265	8.78	0.46	0.116480	90.98	75.34
10	25.6777	3.46941	31.14	1.41	0.135893	87.10	229.14
11	26.6612	3.34362	2206.63	100.00	0.135893	84.77	16237.99
12	27.5453	3.23828	143.19	6.49	0.135893	82.68	1053.73
13	29.9551	2.98303	12.78	0.58	0.135893	76.97	94.03
14	30.8525	2.89829	20.17	0.80	0.155307	74.85	129.85
15	32.3471	2.76770	14.16	0.32	0.271787	71.31	52.09
16	35.0883	2.55751	19.18	0.51	0.232960	68.35	82.32
17	36.5645	2.45554	215.22	10.35	0.128000	68.15	1681.43
18	36.6732	2.45460	51.74	4.98	0.064000	68.14	808.48
19	38.6796	2.32599	6.06	0.39	0.096000	67.87	63.15
20	39.4753	2.28092	150.99	7.26	0.128000	67.76	1179.63
21	39.6028	2.27952	53.21	3.41	0.096000	67.74	554.25
22	40.3108	2.23555	90.47	2.90	0.192000	67.65	471.18
23	41.8189	2.15835	40.07	1.93	0.128000	67.44	313.06
24	41.9478	2.15737	12.86	0.83	0.096000	67.43	134.00
25	42.4582	2.12732	115.33	4.44	0.160000	67.36	720.80
26	45.7977	1.97967	75.24	2.90	0.160000	64.26	470.25
27	47.5003	1.91260	11.67	0.09	0.768000	60.94	15.20
28	49.1119	1.85354	23.19	0.32	0.448000	59.95	51.76
29	50.1348	1.81810	285.31	9.15	0.192000	59.95	1485.97
30	50.2951	1.81718	68.67	4.41	0.096000	59.95	715.32
31	50.6377	1.80121	13.39	0.86	0.096000	59.95	139.52
32	54.8840	1.67147	90.02	3.46	0.160000	58.04	562.63
33	55.0512	1.67093	36.07	1.74	0.128000	58.14	281.84
34	55.3415	1.65873	20.43	1.31	0.096000	58.30	212.85
35	55.5078	1.65827	11.89	0.76	0.096000	58.40	123.90
36	56.7894	1.61983	4.91	0.16	0.192000	59.12	25.55
37	57.3360	1.60568	15.41	0.25	0.384000	59.43	40.14
38	58.6636	1.57247	6.97	0.08	0.512000	60.67	13.62

**Tabela 20** - Picos difratométricos da argila.

No.	Pos. [°2 $\theta$ ]	d-spacing [Å]	Area [cts*°2 $\theta$ ]	Rel. Int. [%]	Integral Breadth [°2 $\theta$ ]	Backgr.[cts]	Height [cts]
1	6.0412	14.63020	1104.57	94.73	0.194133	4651.26	5689.74
2	8.8619	9.97876	117.10	10.04	0.194133	2288.04	603.21
3	12.3480	7.16832	1049.41	100.00	0.174720	1226.57	6006.23
4	17.7443	4.99862	219.64	15.70	0.232960	1093.68	942.82
5	21.2851	4.17443	14.73	1.05	0.232960	699.11	63.23
6	24.8550	3.58236	1078.74	92.52	0.194133	1230.63	5556.67
7	26.6267	3.34788	142.72	20.40	0.116480	1406.85	1225.30
8	26.8320	3.32273	119.92	17.14	0.116480	1411.43	1029.50