



João Carlos Pereira da Silva Gonçalves

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Estudo do teor em água e porosidade como
parâmetros de controlo da resistência de misturas
solo cimento**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil Construção

Orientador: Professora Doutora Maria Teresa Grilo Santana
Co-orientador: Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos
Arguente: Prof. Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo
Vogal: Prof. Doutora Maria Teresa Grilo Santana



Novembro 2016

“Copyright” João Carlos Pereira da Silva Gonçalves, da FCT/UNL e da UNL

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

Agradecimentos

Gostaria de agradecer à Professora Doutora Maria Teresa Santana e ao Professor Doutor Fernando Pinho pela orientação, confiança e dedicação depositadas em mim.

Ao Engenheiro Vítor Vermelhudo da empresa Secil por tão gentilmente ter cedido o cimento utilizado neste trabalho.

Ao técnico de laboratório Vítor Silva pela ajuda na operação da prensa elétrica.

Ao incansável, técnico de laboratório Jorge Silvério pelo esforço, dedicação e amizade que me dedicou. O valor do seu auxílio à realização deste trabalho é incomensurável.

Aos meus colegas de curso António Ganhão, João Grilo, Pedro Ribeiro e Sérgio Pedroso pelo companheirismo e amizade que ainda hoje perdura.

À Cláudia Justiniano por ser a minha companhia, a minha alegria e a minha força quando esta me faltou. Sem ela não teria conseguido chegar tão longe.

Finalmente, aos meus queridos pais e irmão, que sempre velaram por mim e que pelo passar inexorável do tempo nunca deixaram de mostrar uma fé inabalável em mim. A eles lhes dedico todo este esforço.

Resumo

O estudo aqui exposto pretende dar um contributo para um melhor conhecimento do método de estabilização química de solos com recurso ao cimento. Para tal, são estudadas as variáveis cimento, porosidade e grau de compactação com o intuito de quantificar a influência destas na resistência à compressão uniaxial e de que forma afetam as propriedades das misturas solo cimento. Foi realizada uma bateria de ensaios à compressão uniaxial a provetes com diferentes volumes de vazios e com um tempo de cura de 7 dias, de forma a que se avaliasse, para além das variáveis mencionadas, a relação entre o volume de vazios e o volume de cimento. Os resultados mostram que a resistência à compressão aumenta de forma não linear e que o coeficiente volume de vazios/volume de cimento é um indicador adequado às características mecânicas da mistura solo cimento.

PALAVRAS-CHAVE: Solo cimento, Estabilização, Ensaio de resistência à compressão simples

Abstract

This study aims to contribute to a better understanding of chemical soil stabilization using cement. To this end, the variables cement, porosity and compaction degree are studied in order to quantify their influence on the uniaxial compression strength and how they affect the properties of the cement mixtures. In order to evaluate, in addition to the mentioned variables, the relation between the voids volume and the cement volume a battery of uniaxial compression tests was performed on specimens with different void volumes and with a curing time of 7 days. The results show that the compressive strength increases in a non-linear way and that the coefficient voids volume/ cement volume is an adequate indicator towards the mechanical characteristics of the cement soil mixture.

KEYWORDS: Soil-cement, Stabilization, uniaxial strength compression tests

Índice

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Organização.....	2
2	Estabilização de solos	5
2.1	Nota introdutória	5
2.2	Contextualização histórica e obras realizadas com recurso a solo cimento	5
2.3	Métodos de estabilização.....	7
2.3.1	<i>Estabilização mecânica</i>	8
2.3.2	<i>Estabilização química</i>	8
2.3.3	<i>Estabilização física</i>	9
2.4	Solo cimento enquanto método de estabilização química	9
2.4.1	<i>Aspetos a ter em conta em obra</i>	11
2.4.2	<i>Normas aplicáveis</i>	12
2.4.3	<i>Tipo de solo</i>	14
2.4.4	<i>Dosagem/composição</i>	15
2.4.5	<i>Requisitos dos materiais</i>	16
2.5	A relação volume de vazios com o volume de cimento.....	17
2.6	Trabalhos de investigação de outros autores	18
3	Parte experimental	25
3.1	Nota introdutória	25
3.2	Materiais	25
3.2.1	<i>Solo</i>	25
3.2.2	<i>Cimento</i>	28
3.2.3	<i>Água</i>	29
3.3	Mistura solo cimento	29
3.3.1	<i>Ensaio de compactação do solo</i>	29
3.3.2	<i>Ensaio de compactação da mistura solo cimento</i>	31
3.3.3	<i>Moldagem e cura dos provetes de solo cimento</i>	33
3.4	Ensaio de resistência à compressão simples	37
3.4.1	<i>Rotura de provetes</i>	41
4	Análise de resultados.....	43
4.1	Nota introdutória	43
4.2	Resistência à compressão uniaxial.....	43
4.3	Módulo de elasticidade.....	47

4.4	Efeito da porosidade na resistência uniaxial	49
4.5	Comparação com outros autores	53
5	Conclusões e desenvolvimentos futuros	55
5.1	Nota introdutória	55
5.2	Conclusões	55
5.3	Desenvolvimentos futuros	56
6	Apêndice	57
6.1	Valores obtidos dos ensaios	57
6.2	Expressões utilizadas	59
7	Bibliografia	63

Índice de figuras

Figura 2.1 - Classificação dos solos cimentados adaptado de (Carvalho et al. 2002)	10
Figura 2.2 - Fotografia microscópica das partículas de solo cimento antes e depois do processo de hidratação, adaptado de (Amaral 2009)	11
Figura 2.3 - Quantidades granulométricas ideais para uma mistura solo cimento segundo (Minguela 2007)	11
Figura 2.4 - Relação entre resistência à compressão uniaxial e o coeficiente V_v/V_{ci}	18
Figura 2.5 - Pontos de moldagem, Consoli 2007	20
Figura 2.6 - Variação da resistência à compressão com percentagem de cimento, Consoli 2007	20
Figura 2.7 - Variação da relação n/Civ^p com a resistência à compressão	21
Figura 2.8 - Curvas Proctor e pontos de moldagem	22
Figura 2.9 - Relação da percentagem de cimento da mistura solo cimento com a resistência à compressão uniaxial	23
Figura 2.10 - Relação V_v/V_c com a resistência à compressão uniaxial	23
Figura 2.11 - Relação η/Civ	24
Figura 2.12 - Relação A/C com a resistência à compressão uniaxial (Horpibulsuk et al. 2011)	24
Figura 3.1 - Local geográfico da recolha de solo	26
Figura 3.2 - Análise granulométrica	26
Figura 3.3 - Análise granulométrica	26
Figura 3.4 - Análise granulométrica	27
Figura 3.5 - Carta de plasticidade	27
Figura 3.6 - Extrator de provetes	30
Figura 3.7 - Ensaio Proctor para a compactação pesada do solo inalterado	30
Figura 3.8 - Mistura solo cimento seca	31
Figura 3.9 - Ensaio Proctor para diferentes quantidades de cimento	32
Figura 3.10 - Pontos de moldagem resultantes dos provetes teste	34
Figura 3.11 - Relação energia/teor em água	35
Figura 3.12 - Pontos de moldagem	37
Figura 3.13 - Prensa elétrica Zwick	38
Figura 3.14 - Ensaio compressão simples, 10% cimento	39

Figura 3.15 - Ensaio compressão simples, 14% cimento	40
Figura 3.16 – Rotura	42
Figura 4.1 - Ensaio compressão simples, 10% cimento, comparação	43
Figura 4.2 - Ensaio compressão simples, 14% cimento, comparação	44
Figura 4.3 – Comparação das resistências à compressão uniaxial para provetes com o mesmo número de pancadas	45
Figura 4.4 - Relação energia de compactação com a deformação.....	46
Figura 4.5 - Relação da energia de compactação com a resistência à compressão uniaxial máxima	46
Figura 4.6 - Módulo de elasticidade, Eurocódigo 2	47
Figura 4.7 - Relação entre o módulo de elasticidade e a compactação	49
Figura 4.8 - Relação da porosidade com a resistência à compressão axial máxima.....	50
Figura 4.9 - Relação entre a tensão máxima e o coeficiente V_v/V_c	52
Figura 4.10 - Relação porosidade volume de cimento	53
Figura 4.11 - Comparação com o trabalho de Dias, (2011)	54
Figura 4.12 - Comparação entre autores	54
Figura 6.1 – Resultados da análise granulométrica.....	57
Figura 6.2 – Valores obtidos dos indicadores relevantes ao cálculo de n/C para 10% de cimento	59
Figura 6.3 - Valores obtidos dos indicadores relevantes ao cálculo de n/C para 14% de cimento.....	59

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Exemplos de obras portuguesas com recurso a solo cimento, adaptado de (Pinto 2009).....	7
Tabela 2.2 - Classes de resistência (CEN 2013)	13
Tabela 2.3 - ACI 230 Percentagem de cimento.....	16
Tabela 2.4 - Características do solo, Consoli 2007	19
Tabela 2.5 – Propriedades do solo	22
Tabela 3.1 - Propriedades do solo	28
Tabela 3.2 - Valores obtidos do ensaio Proctor.....	32
Tabela 3.3 - Relação número de pancadas, energia de compactação	34
Tabela 3.4 - Relação energia e diferença para o teor em água objetivo	35
Tabela 3.6 - Tabela resumo das tensões máximas e deformações.....	41
Tabela 4.1 - Módulo de elasticidade, 10% cimento	48
Tabela 4.2 - Módulo de elasticidade, 14% cimento	48
Tabela 6.1 - Resultados do modelo usado	57
Tabela 3.5 - Identificação dos provetes de solo cimento.....	58

Abreviaturas

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ACI – American Concrete Institute

ASTM – American Society for Testing Materials

ASTM D – ASTM Designation

DEC – Departamento de Engenharia Civil

FCT – Faculdade de Ciências e Tecnologia

IP – Índice de Plasticidade

IC – Itinerário Complementar

IPQ – Instituto Português da Qualidade

LL – Limite de liquidez

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LNEC E – LNEC Especificação

LP – Limite de Plasticidade

NP – Norma Portuguesa

PCA – Portland Cement Association

UNL – Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

d – Diâmetro

γ – Peso volúmico

γ_d – Peso volúmico seco

h – Altura

w – Teor em água

W_s – Peso das partículas sólidas

η - Porosidade

Civ – Teor volumétrico de cimento

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Existe uma coibição ambiental a respeito do movimento de grandes volumes de terras, pela crescente preocupação do impacto causado na envolvente natural e conseqüente alteração paisagista. Por outro lado, os custos associados ao transporte desses grandes volumes inviabilizam do ponto de vista económico e logístico, a concretização da obra.

Uma vez que a utilização de um solo com melhores características é inusitada devido às razões supracitadas, surge como alternativa, a utilização de solo *in loco*. Sendo este de características inferiores, há que apostar no seu melhoramento através de diversas técnicas, nomeadamente a compactação e a adição de aditivos.

As tecnologias de tratamento de solos têm-se vulgarizado na construção, particularmente nas vias de comunicação onde existe uma grande necessidade de escavações e aterros onde o papel das fundações é premente, porquanto é geralmente a causa de grande parte das patologias que se evidenciam ao longo da sua subsistência. A utilização destas técnicas tem mais-valias relativamente aos métodos tradicionais e são utilizadas tanto ao nível superficial, sob a forma de mistura solo cimento, como em profundidade, através de Jet Grouting.

Propõe-se neste estudo a análise das misturas solo cimento enquanto técnica de estabilização/melhoramento de solos originalmente fracos em resistências mecânicas. O emprego desta técnica para tratamento de solos com cimento Portland tem diversas aplicações na construção, para além das já mencionadas subcamadas das vias de comunicação, tem uso numa plêiade de situações tais como: proteção de taludes; barragens de terra, reforço de camadas superficiais em fundações rasas, contenção de escavações e prevenção de liquefação de areias. Todavia, não existe ainda metodologia de dosagem de misturas fundamentada em critérios consistentes, como é o caso do betão em que a razão a/c (quantidade de água em relação à quantidade de cimento) influencia parâmetros como velocidade de carbonatação resistência à difusão, resistência à compressão e durabilidade. O processo de dosagem dos materiais para a mistura solo cimento limita-se à escolha da percentagem de cimento e à quantidade de água (CEN 2013) acompanhado de ensaios que ditem a resistência à compressão simples ou o conjunto resistência à tração, módulo de elasticidade.

Desde que em 1892 Feret descobriu que a tensão de rotura é função da relação entre os volumes absolutos do cimento e a soma dos volumes da água e de vazios, o quociente A/C entre a dosagem de água, A , em litros por metro cubico, e a dosagem de cimento, C , em quilogramas por metro cúbico de betão, popularizou-se de tal modo que hoje é considerado aferidor corrente das propriedades do betão. Mas deve-se frisar que a lei é aproximada, pois não é só o valor de A/C que está em jogo; além do

volume de vazios, intervém na tensão de rotura a resistência da ligação cimento-inerte, que depende de numerosos fatores, como das afinidades química ou de estrutura, textura da superfície, existência de substâncias estranhas, etc (Coutinho & Gonçalves 1994).

É objeto de estudo nesta dissertação um solo artificialmente cimentado, onde é observada a influência do nível de cimentação, a porosidade, e as características de deformabilidade e resistência através de uma análise do comportamento destes materiais quando solicitados a compressão simples.

1.2 Objetivos

Os principais objetivos deste trabalho são:

- Estudar as misturas solo cimento enquanto método de estabilização de solos;
- Analisar a influência da porosidade do solo na capacidade de resistência mecânica da solução preconizada;
- Analisar o efeito de diferentes quantidades de cimento na mistura solo cimento.

A expectativa do presente estudo técnico-laboratorial é averiguar a validade do uso da relação volume de vazios/cimento enquanto parâmetro de qualidade da mistura solo cimento, através do recurso à compressão simples. Este trabalho é efetuado tendo em conta a aplicação a uma obra rodoviária ao nível da base ou sub-base de um eventual pavimento.

Para este fim, foi utilizada uma mistura de um solo com duas diferentes dosagens de cimento e fabricados um conjunto de provetes com diferentes volumes de vazios para posteriormente se realizarem ensaios de resistência à compressão simples para um determinado tempo de cura, com o objetivo de analisar e comparar os resultados obtidos com outros trabalhos já realizados.

1.3 Organização

A estrutura desta dissertação consta de seis capítulos e um apêndice final traçados de forma lacónica de seguida:

No primeiro e presente capítulo é realizada uma breve explanação que justifica o estudo documentado nesta dissertação. Expõe os seus objetivos e auxilia à compreensão da sua organização.

No segundo capítulo é dada uma visão geral sobre a estabilização de solos e a sua evolução histórica. É dado um contexto geral acerca das dosagens e normas aplicáveis ao trabalho realizado e finalmente são apresentados também os trabalhos de vários autores que exploraram este tema.

No terceiro capítulo, é descrito o programa experimental. Este é constituído fundamentalmente por duas partes. Uma primeira onde são identificados e caracterizados os materiais utilizados e de acordo com a classificação do solo preconizadas as quantidades de cimento a usar nas misturas. Numa segunda

instância são descritos os ensaios de compactação, a moldagem dos provetes e o ensaio à resistência uniaxial.

No quarto capítulo, são analisados os dados obtidos nos ensaios realizados: é estudado o efeito que as variáveis vazios, porosidade, energia de compactação, grau de compactação e percentagem de cimento têm na resistência à compressão dos provetes moldados. No fim é feita uma comparação com os valores obtidos por outros autores.

No quinto capítulo é apresentado um sumário do trabalho realizado, são tecidas as principais conclusões acerca dos resultados obtidos e propostos desenvolvimentos futuros.

Finalmente, no sexto capítulo, é apresentada a bibliografia consultada e o apêndice, composto pelos resultados obtidos de diversos ensaios e cálculos efetuados ao longo do trabalho.

2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

2.1 Nota introdutória

A estabilização ou melhoramento de solos consiste na utilização de qualquer processo de natureza física, química, físico-química ou mecânica (natural ou artificial), para o propósito de transformação das propriedades de um solo de forma a dar-lhe um comportamento útil e capaz de responder de forma aceitável enquanto material de engenharia.

A escolha do tipo de estabilização é sujeita ao tipo de solo em questão, segundo (Cristelo 2001), deve também ser notado que a estabilização não é necessariamente um processo infalível através do qual toda e qualquer propriedade do solo é alterada para melhor. Uma aplicação correta de qualquer método exige a identificação clara de quais as propriedades do solo que se pretendem melhorar.

Segundo Nascimento (1970) as obras de pavimentação de vias de comunicação e aeródromos são o tipo de estrutura que mais solicita o solo, o valor das cargas pode variar entre valores próximos de 0 e várias dezenas de kPa. O grau de saturação pode também variar e este afeta de forma considerável este tipo de obras, contudo existem outras onde também é sentido esse impacto nomeadamente as fundações superficiais de pequenas estruturas. Logo, e novamente segundo (Cristelo 2001), para o projetista de vias de comunicação rodoviárias a resistência do solo não é condição suficiente para garantir uma boa estabilização, visto que por exemplo ao compactar um solo expansivo aumenta-se a sua resistência, mas em contacto com a água este poderá absorvê-la e expandir, diminuindo novamente a resistência.

2.2 Contextualização histórica e obras realizadas com recurso a solo cimento

O uso de técnicas de estabilização de solos data da época das civilizações clássicas, em que foram utilizadas na construção de pavimentos rodoviários, misturas de solo com cal, na altura de 1900 a.C. na Mesopotâmia e no Egipto. Ao longo dos séculos a necessidade de pavimentos com capacidades de carga superiores, obrigou os projetistas a repensar a técnica utilizada, e deram-se grandes desenvolvimentos neste âmbito, nomeadamente pelo império Romano (Hamzah, 1983) onde se chegou a utilizar pozolana como aditivo (cinzas volantes) para a melhor cimentação da cal.

Mais tarde a necessidade obrigou ao repensar da estrutura do pavimento para a inclusão de várias bases e uma superfície de desgaste. Passando, este tipo de estabilização, a representar uma parte do total da disposição da via.

Atualmente, a grande maioria de estudos e trabalhos feitos com recurso ao solo cimento assentam nos grandes avanços feitos nos Estados Unidos no início do séc. XX, onde foram construídos trechos experimentais, que permitiram um maior entendimento na matéria (Pereira 2009).

Segundo (Minguela 2007) existem hoje em dia mais de 3000km de sub-bases de vias de comunicação em Espanha, onde foram empregues as tecnologias de estabilização de solos à base das misturas solo cimento. Já no caso Português, foram primeiramente utilizados nas antigas colónias do ultramar, Moçambique e Angola, após a 2ª Guerra Mundial em (Novais Ferreira, 1962) citado por (Amaral 2012), tendo depois ganho mais relevância após o estado novo pela construção do conjunto de vias, compilado por (Rios 2009):

- IC3 estrada alternativa de Tomar (Caspurro & Dias, 2008)

Neste caso particular, preconizou-se a implementação de uma sub-base granular cimentada de 25cm de espessura, motivada pelo fraco desempenho de solos de fundação. Esta solução possibilitou também uma redução da espessura das restantes camadas granulares.

- Autoestrada A11 entre Braga e Barcelos

O solo de fundação era, neste caso, constituído por granito alterado e xisto e considerado não adequado para a implementação desta via, foi então necessário a aplicação de solo cimento com uma camada de 30cm de espessura. Para este caso específico, foi implementada também uma camada fina de asfalto betuminoso para impedir a propagação de fissuras para as restantes camadas betuminosas.

- IP6 entre Abrantes e Mouriscas

Num troço de 9 km entre Abrantes e Mouriscas foi preconizado uma camada entre o leito e a base com 3% de cimento com o mesmo objetivo, anteriormente mencionado, de melhoramento de características de resistência mecânica.

Na Tabela 2.1 (Pinto 2009) reúne um conjunto de obras onde se utilizou a mistura solo cimento para estabilização de solos:

Tabela 2.1 - Exemplos de obras portuguesas com recurso a solo cimento, adaptado de (Pinto 2009)

Obra	Data de execução	Materiais seleccionados		Execução	Tipo de aplicação	Tensão de compressão		Melhorias
		Tipo de solo	% de cimento utilizada			7 dias	28 dias	
IP4 - Variante a Vila Real (3km)	1987	A-1-b	5	“in situ”	Base (estrutura directa)	2,0 a 2,2	-	Melhoramento da carência local em agregados adequados para as previstas camadas de base
IP5 - Celourico da Beira/Guarda (1km)	1989	A-1-b	5,5	Em central	Sub-base (base em betão pobre)	3,2	4,2	Melhoramento do leito em situação precária
IC24 - 1º lanço (Travagem/EN13) (10 km dos quais 9km com solo cimento)	1989	-	5	Em central	Base (estrutura directa)	0,8 a 1,1	<2,0	Melhoramento da camada base, com as características que agora se reconhecem sido estimadas por excesso
IC1 - Neiva/Darque (8km)	1994	A-1-b	6	Em central	Base (estrutura directa)	-	>0,5	
IC5 - Variante À EN 206, em Fafe (5km)	-	A-1-b	6,5	Em central	Base (estrutura inversa)	-	-	
IC13 - Anel Regional de Lisboa (Coima/EN1 08)	1998	-	4 a 6	“in situ”	Leito (estrutura directa)	-	-	
A4 - Sublanço Penafiel/Amarante (24,2km)	1994	A-1-b	6	Em central	sub-base (base em solos seleccionados)	4	-	Melhoramento da camada de sub-base
A6 - Sublanço Vendas novas/Montemor (20,9km)	1995	A-1-b	4,5	Em central	Sub-base (base em solos seleccionados)	3,5	-	Melhoramento de camada de sub-base

2.3 Métodos de estabilização

A estabilização de solos é compreendida como o procedimento no qual um determinado solo ou porção de solo é racionado, junto ou removido, onde é, porventura, adicionado um agente cimentício ou

qualquer outro material químico, com o objetivo de melhorar uma ou mais propriedades do mesmo (Raj 2005).

2.3.1 Estabilização mecânica

A estabilização mecânica consiste sobretudo em dois métodos de modificação de propriedades de um solo:

- O rearranjo de partículas do solo;
- A melhoria da granulometria do solo.

O primeiro, é conseguido através da mistura das várias camadas de um solo estratificado, da revolução de um solo não perturbado ou através do adensamento do solo. O segundo é alcançado através da adição ou remoção de partículas de determinadas dimensões.

Ambos os métodos têm como objetivo final a diminuição dos vazios no interior do solo e desta forma conseguir um melhor comportamento não só em relação à resistência, mas também em relação à permeabilidade, à compressibilidade e à estabilidade.

2.3.2 Estabilização química

A estabilização química é feita através da adição de um agente cimentício ao solo com o objetivo de alterar uma ou mais das suas propriedades. É geralmente utilizada em pavimentos rodoviários ou aeroportuários.

Cada vez mais utilizado em Portugal, o tratamento de solos com ligantes hidráulicos é justificado pela necessidade mencionada anteriormente de carácter económico e ambiental.

Este tipo de estabilização envolve a utilização de agentes estabilizadores, nomeadamente o cimento Portland, cinzas volantes ou a cal. Pode ser usada na generalidade dos solos, contudo idealmente é indicada a solos finos (Sherwood 1993) pois são os mais simples de se estabilizar porquanto têm partículas com área de superfície amplas em relação ao diâmetro.

Solos orgânicos têm uma grande capacidade de trocas de catiões, o que influencia de forma negativa o processo de hidratação do cimento por causa da retenção de iões de cálcio libertados durante a hidratação do silicato cálcico e aluminato de cálcio no cimento (Yu et al. 2014). Portanto neste tipo de solos há necessidade de uma escolha muito particular do tipo de agente cimentício e sua quantidade (Hebib & Farrel 1999) (Ahnberg & Holm 1999).

Agentes estabilizadores

Os agentes estabilizadores são materiais que em contacto com água ou na presença de minerais pozolânicos reagem com a mesma para formar materiais compósitos cimentícios.

São geralmente mais utilizados os seguintes:

- Cimento;
- Cal;
- Cinzas volantes.

O cimento Portland, no qual este trabalho se foca, é considerado o ligante hidráulico principal na estabilização química de solos pois a sua reação é independente de minerais presentes no solo (Makusa 2012). Esta é uma das razões pela qual o cimento é utilizado num conjunto tão alargado de tipos de solos. O processo de hidratação do cimento pode ser afetado pelos seguintes:

- Presença de substâncias ou impurezas estranhas;
- Rácio água-cimento;
- Temperatura de cura;
- Presença de aditivos;
- Superfície específica da mistura.

2.3.3 Estabilização física

Este método de estabilização tem a desvantagem de ser dos mais penosos a nível económico pois utiliza calor e eletricidade no seu exercício. Fazem parte deste, os seguintes sistemas:

- Electro-osmose;
- Estabilização térmica;
- Método da congelação.

Têm sido alvo de várias análises ao longo dos últimos anos, com resultados variáveis, tendo a sua eficácia sido melhorada ao longo das últimas décadas, à medida que os resultados vão sendo mais conhecidos (Dias 2011).

2.4 Solo cimento enquanto método de estabilização química

Existem duas categorias de misturas de solo com cimento, uma designada solo cimento e outra designada solo tratado com cimento (Vitali 2008). O solo cimento é um material estrutural em que a percentagem de cimento é suficiente para conferir determinadas propriedades mecânicas e de durabilidade às misturas, depois de compactadas com um determinado teor em água que garanta a hidratação do cimento. Por sua vez o solo tratado com cimento é um material aperfeiçoado, cuja percentagem de

cimento é insuficiente para lhe conceder as características de estabilização e durabilidade inerentes ao solo cimento.

(Consoli et al. 2007) define solo cimento como sendo uma mistura entre os materiais cimento solo e água onde é necessário que a percentagem de cimento contida no solo seja aproximadamente 5% (do peso seco do solo) ou mais, de forma a conferir propriedades mecânicas adequadas e durabilidade ao solo, em que a água tem apenas como finalidade hidratar o cimento.

Em contrapartida (Carvalho et al. 2002) aponta vários níveis de cimentação e relaciona-os com a resistência à compressão simples, Figura 2.1, definindo assim 5 graus de cimentação ao contrário de (Consoli et al. 2007).



Figura 2.1 - Classificação dos solos cimentados adaptado de (Carvalho et al. 2002)

O ACI 116R define solo cimento como “Uma mistura de solo e quantidades calculadas de cimento e água compactado para uma alta densidade”. O (ACI-230 1990) acrescenta que o solo cimento pode ser definido como um material produzido através da amalgama, compactação e cura de uma mistura de solo com agregado, cimento Portland, possíveis aditivos, como por exemplo a pozolana e água de forma a criar um material rígido com propriedades específicas de engenharia civil.

A definição de solo cimento é, portanto, um assunto que se reveste de alguma comoção, não se estando ainda completamente assente na sua definição exata, mas onde se verificam traços gerais comuns a todas as supracitadas. Sendo este material ainda caso para estudo, há que reter uma importante distinção entre este e o betão ou argamassa: na mistura solo cimento não existe calda de cimento suficiente para revestir as partículas de solo completamente, como demonstrado na Figura 2.2, onde se podem ver ligações pontuais entre partículas.

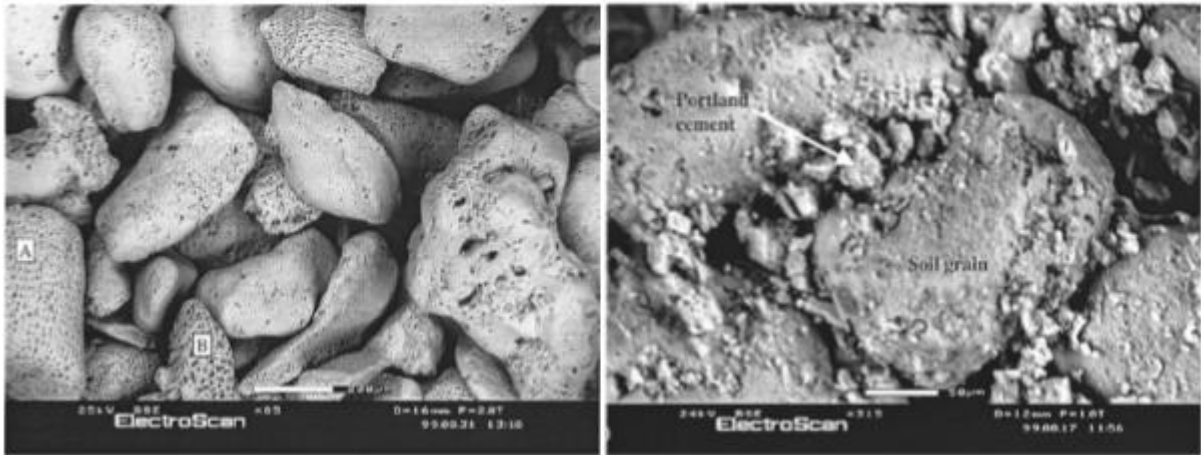


Figura 2.2 - Fotografia microscópica das partículas de solo cimento antes e depois do processo de hidratação, adaptado de (Amaral 2009)

Todo o tipo de solo pode ser alvo de estabilização química através da adição de cimento, desde que a mistura atinja as resistências exigidas, excetuando-se apenas os solos com elevado teor de matéria orgânica e sulfatos (Vitali 2008), contudo segundo (Minguela 2007) em (Amaral 2009) os solos mais indicados para este tipo de estabilização são as areias que contenham 30% de silte e argilas como representado na Figura 2.3.

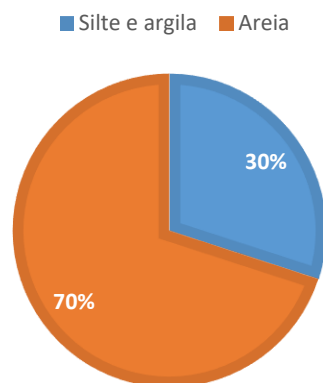


Figura 2.3 - Quantidades granulométricas ideais para uma mistura solo cimento segundo (Minguela 2007)

2.4.1 Aspetos a ter em conta em obra

O uso da tecnologia de misturas solo cimento enquanto método de estabilização de solos em obra difere grandemente dos ensaios efetuados em laboratório, na medida em que, neste último, existe um controlo escrupuloso de cada etapa e a cura do cimento é feita em ambiente com temperatura e humidade controladas. Há que ter em conta que as intempéries experienciadas em obra são uma variável muito presente, nomeadamente a variação de temperatura, que afeta a aplicação e a cura do cimento.

De acordo com (Pereira 2009) Para minimizar os problemas decorrentes das elevadas temperaturas podem ser tomadas algumas medidas:

- Uso de cimentos com elevada quantidade de adições (tipo IV, V 32,5), que libertem menos calor na reação de hidratação, minimizando assim a fissuração;
- Uso de um retardador de presa para aumentar o tempo de trabalhabilidade do material, que a elevada temperatura faz reduzir;
- Utilização de água fria e aumento da quantidade de água, compensando a sua evaporação;
- Pulverização de água durante a compactação.

A mistura do solo cimento pode ser executada em central ou *in situ*. A escolha de uma ou outra depende grandemente do tipo de logística necessária, do estudo económico e da qualidade final exigida do produto.

Para além destes é expectável que se realizem estudos prévios de cariz técnico, correspondentes à utilização do solo cimento enquanto material de construção capaz das solicitações preconizadas. De forma a replicar o comportamento deste tipo de solução em laboratório é comum utilizar-se o ensaio de compactação pesada para obras de leito de pavimento, e compactação leve para aterros (Neves, 1993). Este tipo de ensaio engloba duas fases, descritas por (Pereira 2009):

- Classificação de solo. O primeiro passo será de realizar os ensaios prévios para caracterizar corretamente o solo. Para tal será necessário fazer uma recolha representativa de solo, definindo bem as zonas onde foi recolhido, de modo a possibilitar a definição de zonas. Os ensaios a realizar para a caracterização deverão passar pelo menos por análise granulométrica, determinação dos limites de consistência, teor em água natural e quantidade de matéria orgânica, e outros ensaios que permitam detetar elementos que possam influenciar o resultado final, como a quantidade de sulfatos ou cloretos, por exemplo;
- Determinação da dosagem e tipo de ligante hidráulico. Nesta fase experimental deve-se estudar várias composições da mistura variando a quantidade e tipo de cimento e considerando eventualmente o uso de cal de modo a provocar a floculação do solo, se este for de natureza argilosa, melhorando a sua capacidade de carga e diminuindo a sua plasticidade.

2.4.2 Normas aplicáveis

A norma (CEN 2013), que demarca as características dos solos a estabilizar com cimento em termos de granulometria e de limites de consistência alude à necessidade da percentagem de material passado no peneiro de malha 63 mm ser superior a 95%.

Além do anterior, a norma portuguesa (CEN 2013) define solos tratados com cimento de duas formas distintas: solo estabilizado com cimento e solo ligado com cimento. O primeiro diz respeito a uma mistura de solo ou de agregados com cimento como ligante e, quando adequado, contendo constituintes

secundários, formulada para atingir uma estabilidade medida pelo índice Californiano de capacidade de carga (CBR). O segundo está definido da mesma forma, mas com a particularidade de se ter que atingir uma estabilidade estrutural medida diretamente pela resistência à compressão simples ou pelo conjunto da resistência à tração e do módulo de elasticidade.

Prevê que um mínimo de 95% do solo passe no peneiro de 63 mm quando ensaiado pelo método de peneiração húmida.

A dosagem dos constituintes deve ser expressa sob a forma de percentagem da massa seca em relação à massa seca total da mistura, assim como a granulometria e a baridade seca da mistura devem ser declaradas. Quanto ao cimento, menciona apenas que este deve estar de acordo com a EN 197-4 e pertencer às classes CEM II a CEM V ou de acordo com a EN 197-1 e da classe CEM I.

Esta norma prevê ainda uma relação entre a altura e o diâmetro dos provetes ensaiados de $h/d = 2$ e ainda que esta ofereça uma melhor leitura daquilo que é a resistência à compressão simples dos provetes, no caso de misturas solo cimento é comum utilizar-se uma relação inferior onde a norma (CEN 2013) prevê uma classe de resistência baseada na segunda coluna da Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Classes de resistência (CEN 2013)

R _c mínimo (em MPa) para provetes cilíndricos com um coeficiente de esbelteza de 2	R _c mínimo (em MPa) para provetes cilíndricos com um coeficiente de esbelteza de 1 ^{a)} e para provetes cúbicos	Classe de R _c
Nenhum requisito aplicável	Nenhum requisito aplicável	C _{NR}
0,4	0,5	C _{0,4/0,5}
0,8	1	C _{0,8/1}
1,5	2	C _{1,5/2}
3	4	C _{3/4}
5	6	C _{5/6}
8	10	C _{8/10}
12	15	C _{12/15}
16	20	C _{16/20}
Valor declarado	Valor declarado	C _{DV}
^{a)} Inclui os provetes cilíndricos com um coeficiente de esbelteza entre os 0,8 e 1,2. No caso de provetes com um coeficiente de esbelteza maior do que 1,2, deve ser estabelecida uma correlação com provetes cilíndricos com coeficientes de esbelteza de 1 ou de 2 (consoante o que tiver o coeficiente de esbelteza mais aproximado)		

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP 2002) sugere o uso de cimento Portland com alta capacidade resistente a agentes agressivos, ao contrário daquilo que geralmente é feito em laboratório onde é usado cimento Portland de alta resistência inicial com o objetivo de se obterem resistências à compressão mínimas de forma mais expedita. No trabalho de (Amaral 2009), é compilado um conjunto de condicionantes da escolha do tipo de cimento a utilizar:

- Desenvolvimento lento da resistência, de forma a limitar o efeito da retração e os fenómenos iniciais de fadiga causados pelas cargas de tráfego;

- Baixa libertação de calor de hidratação de forma a minorar as retrações térmicas e limitar as fissuras por retração;
- Tempo de início e fim de presa elevado para um maior prazo de trabalho.

2.4.3 Tipo de solo

O solo corresponde à maior parte da mistura solo cimento, tendo por isso um papel relevante no que toca às características do produto final. A sua influência manifesta-se através de várias formas, nomeadamente pela granulometria; plasticidade; composição química das partes orgânicas e mineralógicas; e pela atividade química da superfície das partículas finas (Pereira 1970).

A adequabilidade de um solo é resultado da análise das suas propriedades físicas e químicas. Em relação à primeira a granulometria e plasticidade, têm que ser tais que permitam uma fácil divisão e pulverização com baixos teores de cimento e que a mistura possa ser convenientemente trabalhada com os meios mecânicos disponíveis (Dias 2011). Em relação ao aspeto químico é necessário averiguar a presença de substâncias prejudiciais ao endurecimento da mistura ou que possam provocar uma diminuição da durabilidade, devido à interação com o cimento.

Como mencionado em 2.4 são os solos granulares os que melhor se adequam à estabilização com cimento com a particularidade de o cimento ligar as áreas de contacto das partículas de solo e não a total envolvência das mesmas como seria o caso de um betão ou argamassa. Como estas áreas dependem da granulometria do solo, maximizando-se o número de pontos de contacto (resultado de uma boa graduação dos solos), menor será o teor necessário para se atingir determinada resistência, conseguindo-se uma mistura de solo cimento mais económica (ACI-230 1990). No entanto, tem-se tido sucesso na estabilização de alguns solos com maior teor de finos e baixa plasticidade. Ainda que estes solos, de uma maneira geral, exigem uma maior percentagem de cimento para adquirirem uma resistência semelhante a outros com propriedades semelhantes, mas melhor graduados.

A especificação do LNEC E243-1971, que correntemente não está em vigor, recomenda pressupostos mais restritos acerca da aplicabilidade dos solos:

- Condições gerais: solos isentos de raízes, capim ou qualquer substância prejudicial ao cimento Portland;
- Condições químicas: teores máximos, em matéria orgânica, 2%, em sulfatos, 0.2%;
- Granulometria: percentagens passadas nos peneiros ASTM de 50.0 mm e nº 4 (4.75 mm) iguais ou superiores respetivamente a 80 e 45%;
- Limites de consistência: o limite de liquidez tem que ser igual ou inferior a 45%.

Estas diretrizes são atualizadas na norma em vigor EN 14227-10 (CEN 2013) para a requisição de uma campanha de ensaios de forma a avaliar se as características do solo correspondem ou não ao pretendido em projeto, ao invés de cláusulas numéricas bem definidas.

Posto isto, é de notar que a matéria orgânica e os sulfatos em quantidades excessivas podem alterar as características da mistura solo cimento e é exigido sempre especial atenção aos mesmos no processo de decisão da escolha do tipo de estabilização a utilizar.

A granulometria é outro fator decisivo pois através deste fica conhecida a distribuição por dimensão das partículas constituintes do solo. Através desta é possível decidir-se acerca da necessidade de alteração da graduação através dos métodos mencionados em 2.3.3.

Finalmente, o limite de plasticidade (LP) que corresponde ao teor em água que indica a passagem do estado semi-sólido para o estado plástico; o limite de liquidez (LL) que representa o teor em água que indica a passagem do estado plástico para o estado líquido e o índice de plasticidade (IP) que é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade e representa a dimensão da gama de valores em água na qual o solo apresenta um comportamento moldável são fatores determinantes como se evidenciará adiante.

2.4.4 Dosagem/composição

De acordo com a regulamentação americana (ACI-230 1990) e com a norma europeia (CEN 2013) as quantidades dos constituintes, tanto água como cimento, a misturar, são percentagem da massa seca de solo. Esta dosagem permite selecionar a quantidade de cimento que terá de ser adicionada ao solo para fornecer a resistência e durabilidade apropriadas ao uso a que o material se destina bem como a quantidade de água necessária a se obter um bom grau de compactação.

O procedimento de dosagem é definido através de um conjunto de ensaios de laboratório de compressão uniaxial e caso seja relevante, ensaios de secagem-molhagem e/ou gelo-degelo (Ingles & Metcalf 1973).

De acordo com a (ATIC 1993), a dosagem de cimento é a quantidade mínima de cimento que satisfaça todas as condições necessárias de resistência e durabilidade. A resistência do solo cimento é definida pela resistência à rotura por compressão uniaxial de provetes cilíndricos com sete dias de idade. Verifica-se que a resistência à compressão uniaxial (RCU) mínima que o solo cimento deverá apresentar aos sete e aos vinte e oito dias para diferentes classificações de solo. Os valores mais elevados serão utilizados quando não seja necessário aumentar a capacidade de carga de um pavimento.

Por sua vez o (ACI-230 1990) propõe dosagens de cimento baseadas em experiência prática, expostas na Tabela 2.3. A percentagem prescrita é novamente em relação à massa de solo seca e pode variar de valores tão baixos como 4% até um máximo de 16%. Em caso geral, quanto maior for a percentagem de argila no solo maior será a percentagem de cimento necessária na mistura.

Tabela 2.3 - ACI 230 Percentagem de cimento

Classificação AASHTO solo	Classificação ASTM solo	Intervalo de percentagem de cimento	Percentagem típica de cimento	Percentagens de cimento para testes de durabilidade
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3 - 5	5	3 - 5 - 7
A-1-b	GM, GC, SM, SP	5 - 8	6	4 - 6 - 8
A-2	GM, GC, SM, SC	5 - 9	7	5 - 7 - 9
A-3	SP	7 - 11	9	7 - 9 - 11
A-4	CL, ML	7 - 12	10	8 - 10 - 12
A-5	ML, MH, CH	8 - 13	10	8 - 10 - 12
A-6	CL, CH	9 - 15	12	10 - 12 - 14
A-7	MH, CH	10 - 16	13	11 - 13 - 15

2.4.5 Requisitos dos materiais

Água

As características a que este material deve obedecer encontram-se fixadas na norma EN 1008 água de amassadura para betão que diz o seguinte:

- Água residual industrial é adequada para a amassadura, contudo, deve ser analisada previamente e em intervalos frequentes durante a sua utilização;
- Água potável é adequada para a amassadura e não necessita ser analisada;
- Água superficial e subterrânea, normalmente é adequada, mas devem ser analisadas antes da sua utilização;
- Água do mar ou água salobra, normalmente considerada adequada para o fabrico de betão simples, mas deve ser analisada previamente se usada em betão armado ou pré-esforçado;
- Água proveniente da lavagem do equipamento das instalações da produção de betão e betão pronto, pode ser considerada adequada desde que esteja isenta de óleos ou adjuvantes introdutores de ar. Esta deverá ser previamente analisada, exceto se se tratar de água potável;
- Águas residuais domésticas não são adequadas.

Cimento

O Cimento utilizado foi um CEM IV/A (V) 32,5R Pozolânico, trata-se de um cimento de alta resistência química utilizado no fabrico de betões e argamassas sujeitos a ambientes agressivos e em todas as obras com exigências específicas de durabilidade. É também o cimento mais adequado para a realização de

estruturas e peças de betão em grande massa. É especialmente indicado e utilizado em betões para pavimentos rodoviários; obras de betão em grande massa (barragens, encontros, etc.).

É um cimento de cor cinzenta, com baixo calor de hidratação e de muito elevada resistência a ataques químicos. Desenvolvimento de resistências mais lentas que um cimento de outros tipos e da classe 32,5N.

As percentagens de cimento são determinadas em relação à massa de solo seco, porém, em laboratório existe um rigor difícil de alcançar em obra e por essa razão o autor Foppa no seu trabalho (Foppa 2005) aconselha à multiplicação da quantidade de cimento determinada, por 1,66 por forma a superar as dificuldades de campo.

2.5 A relação volume de vazios com o volume de cimento

De acordo com os resultados encontrados por Foppa (2005), não é possível correlacionar a resistência à compressão uniaxial com a relação A/C. Segundo Lanarch (1960) na compactação das misturas solo cimento não é possível expulsar completamente o ar do sistema, por conseguinte, a resistência não pode ser relacionada com o fator A/C, pois só se aplica a materiais onde o ar foi completamente expulso e os vazios preenchidos por água. O mesmo não acontece com os solos cimentados com teores em água muito elevados, estudados por Horpibulsuk et al. (2003) e Azambuja (2004).

Logo, para a mistura solo cimento num estado não saturado, é mais adequada uma relação entre o volume de vazios e o volume de cimento para análise e controle da resistência mecânica. (Consoli et al, 2007).

No estudo que Lanarch (1960) realizou, foi usada uma areia fina misturada com uma argila pulverizada, na proporção de nove partes da areia para uma de argila. As percentagens de cimento utilizadas, em relação ao peso do solo seco, foram 5,3%; 11,1% e 17,7%. Para cada percentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de compressão uniaxial e de flexão em vigotas, moldadas a diferentes teores em água e massas específicas aparente secas. O autor propõe a relação V_v/V_c e define-a como sendo o quociente entre o volume absoluto de cimento e volume absoluto de vazios.

Para Larnach (1960), o uso deste tipo de relação, de forma semelhante ao que acontece com o betão, é de grande utilidade para a dosagem e controlo de execução de misturas de solo cimento em campo. O gráfico da Figura 2.4 apresenta os resultados dos ensaios de compressão uniaxial das amostras de solo cimento curadas durante 7 dias obtidas por Lanarch (1960). Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

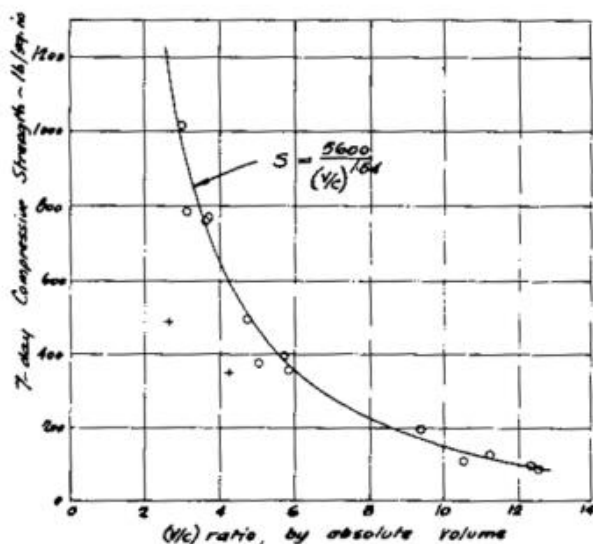


Figura 2.4 - Relação entre resistência à compressão uniaxial e o coeficiente Vv/Vci

Uma forma mais tangível de expressar a relação vazios/cimento pode ser feita utilizando, em alternativa ao volume de vazios, a porosidade do material expressa em percentagem do volume total e, em vez do volume de cimento, o teor volumétrico de cimento, também expresso em percentagem de cimento em relação ao volume total. Esta expressão é dada pela divisão do numerador e do denominador pelo volume total do provete.

$$\frac{\frac{Vv}{V}}{\frac{Vc}{V}} = \eta/C \quad 2.1$$

Em que:

- Vv é o volume de vazios;
- Vc é o volume de cimento;
- V é o volume total do provete;
- η é a porosidade;
- C é o teor volumétrico de cimento.

Não há alteração na qualidade do ajuste dos dados, uma vez que as novas variáveis são proporcionais às utilizadas anteriormente (Consoli et al., 2007).

2.6 Trabalhos de investigação de outros autores

São apresentados de seguida, os resultados obtidos em três trabalhos de investigação diferentes na avaliação da resistência mecânica de misturas solo cimento.

O primeiro trabalho apresentado é de (Consoli et al. 2007) onde foram realizados ensaios de resistência à compressão simples sobre provetes de solo com diferentes percentagens de cimento. O solo utilizado neste estudo deriva do desgaste de um arenito da zona de Porto Alegre no sul do Brasil e é classificado como uma areia argilosa SC de acordo com o Unified Soil Classification System. Os dados pertinentes a esta avaliação estão na Tabela 2.4. O estudo feito procurou analisar a quantificação da influência que o cimento, porosidade e teor em água têm na resistência mecânica de uma areia artificialmente cimentada, assim como a avaliação do uso do quociente água/cimento e vazios/cimento para avaliação da resistência à compressão uniaxial.

Tabela 2.4 - Características do solo, Consoli 2007

Propriedades	Valor
Limite de liquidez	23%
Limite de plasticidade	13%
Índice de plasticidade	10%
Densidade das partículas sólidas	2,64
Areia média	16,2%
Areia fina	45,4%
Silte	33,4%
Argila	5,0%
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,0032 mm
Coefficiente uniformidade (C_u)	50

Para o efeito foram definidos os pontos de moldagem, representados pelo conjunto de pontos, com o mesmo teor em água (w) e diferentes pesos volúmicos secos (γ_d) {A1,A2,A3,A4} e pelo conjunto de pontos com o mesmo peso volúmico seco (γ_d) e diferentes teores em água (w) {B1,B2,B3,B4,B5}, representados na Figura 2.5. Para cada ponto foram moldados provetes de solo cimento cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura e adicionadas as percentagens de cimento 1, 2, 3, 5 e 7% calculadas em relação à massa de solo seco.

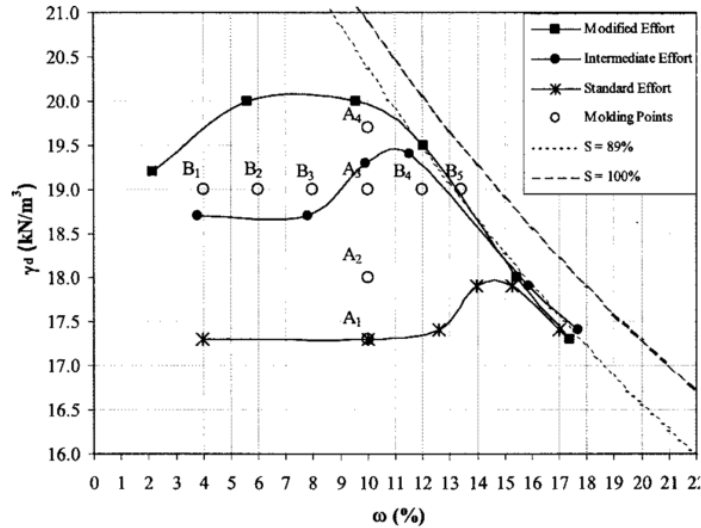


Figura 2.5 - Pontos de moldagem, Consoli 2007

Na Figura 2.6 são apresentados os valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples apenas dos provetes correspondentes aos pontos da linha “A” representada na Figura 2.5. Cada conjunto de pontos corresponde a 3 provetes moldados com características idênticas (igual percentagem de cimento e mesmo peso volúmico seco entre eles) e todos os pontos possuem um teor em água igual ($w=10\%$). Para cada ponto de moldagem foram moldados provetes com 5 percentagens diferentes de cimento (1, 2, 3, 5 e 7%), permitindo assim, avaliar a influência que o cimento tem na resistência à compressão, visto que, para a mesma reta, foi mantido constante o peso volúmico seco e o teor em água, apenas aumentando a quantidade de cimento adicionada.

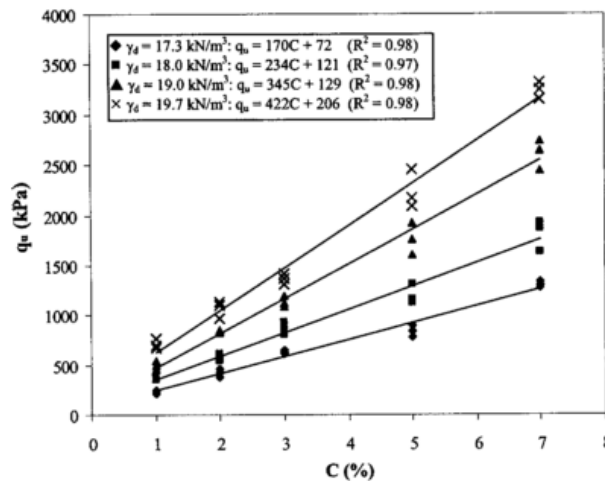


Figura 2.6 - Variação da resistência à compressão com percentagem de cimento, Consoli 2007

Pode observar-se que a quantidade de cimento tem um efeito substancial sobre a resistência à compressão simples do material. Pequenas adições de cimento são suficientes para produzir ganhos consideráveis de resistência. Quando se aumentou a quantidade de cimento de 1% para 7%, a resistência

à compressão simples, em média, foi 5 vezes maior. Verifica-se também que, no conjunto de teores estudados, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cimento. Ademais, a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, é maior conforme o aumento do peso volúmico seco, indicando que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactadas.

Na Figura 2.7 evidencia-se o esforço do autor por apresentar, de uma forma mais elegante, o efeito que os vazios e a quantidade de cimento têm na resistência à compressão. Para isso, partindo do volume de vazios e da quantidade de cimento e através de uma série de transformações, explicadas no capítulo 4, chegou à relação porosidade quantidade volumétrica de cimento expresso como percentagem de volume total e elevado a um expoente p encontrado de forma empírica. Relacionou este coeficiente com a resistência à compressão simples e aproximou o resultado à curva 2.1.

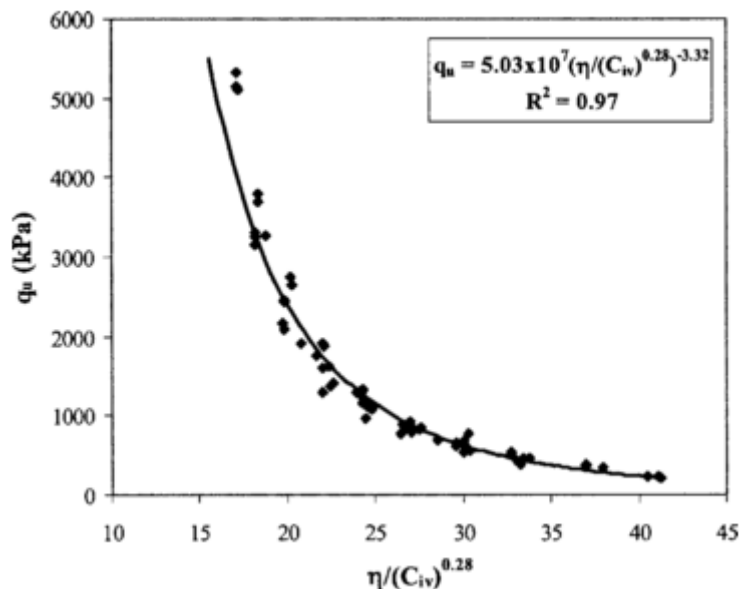


Figura 2.7 - Variação da relação n/Civ^p com a resistência à compressão

$$q_u = 5.03 \times 10^7 \times \left(\frac{\eta}{(C_{iv})^{0.28}} \right)^{-3.32} \quad 2.1$$

O segundo trabalho aqui apresentado é o do autor (Vitali 2012) que tem como objetivo a continuação do primeiro trabalho apresentado.

O material utilizado, neste segundo trabalho, provém de um solo residual de granito do Porto, vulgarmente encontrado no norte de Portugal. É designado como um solo saprolítico que quando manuseado, perde a sua estrutura original e pode ser considerado como uma areia siltosa de granulometria extensa e comportamento não plástico.

Tabela 2.5 – Propriedades do solo

Propriedades	Valor
Limite de liquidez	34%
Limite de plasticidade	31%
Índice de plasticidade	3%
Densidade das partículas sólidas	2,64
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,0032 mm
Coefficiente uniformidade (C_u)	112,5

Os pontos de moldagem foram definidos a partir das curvas de compactação obtidas com o solo natural e com o solo cimento, apresentadas na Figura 2.8, estes, sofreram uma cura de 7 dias e foi utilizado um cimento tipo II. Nota-se pouca diferença entre a curva obtida com o solo natural e o tratado com 3% de cimento. A definição dos pontos procurou compreender uma faixa de situações exequíveis em campo com uma ampla gama de valores da razão η/Civ .

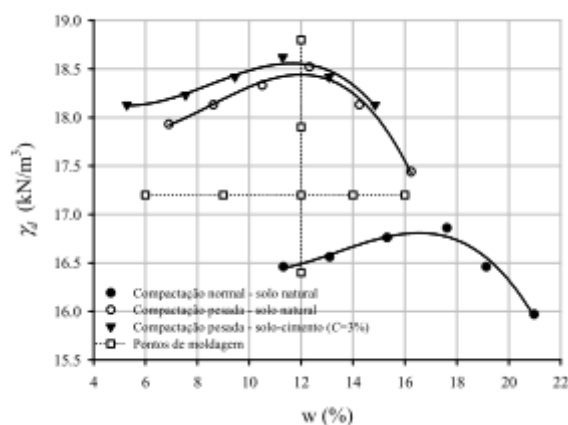


Figura 2.8 - Curvas Proctor e pontos de moldagem

Na Figura 2.9 estão representados os provetes correspondentemente à linha vertical dos pontos de moldagem. Note-se um crescimento linear da resistência à compressão com o aumento do teor de cimento para todas as situações estudadas. Evidencia-se também que pequenas adições de cimento provocam ganhos consideráveis de resistência. Resultados estes, consistentes com os apresentados anteriormente do autor Consoli.

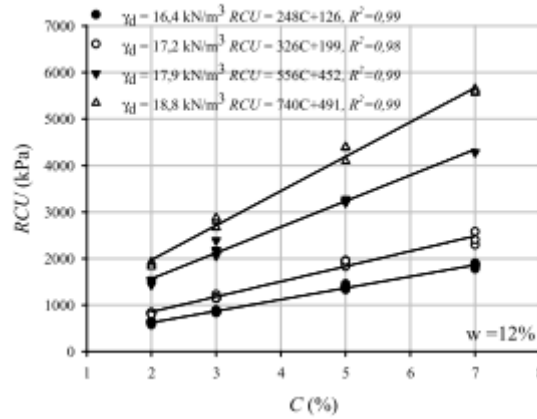


Figura 2.9 - Relação da percentagem de cimento da mistura solo cimento com a resistência à compressão uniaxial

O gráfico da Figura 2.10 ilustra a aproximação a uma curva do tipo potencial aos pontos de moldagem da linha vertical que relacionam a resistência à compressão uniaxial com o coeficiente V_v/V_c proposto por Lanarch (1960).

Todavia, é possível discernir que existem curvas que se podem adaptar a cada conjunto de pontos com a mesma percentagem de cimento ao invés de uma que os represente a todos. A azul estão essas mesmas curvas. Tornando-se assim contestável a utilização de uma só curva para aproximar valores que podem não ter relação.

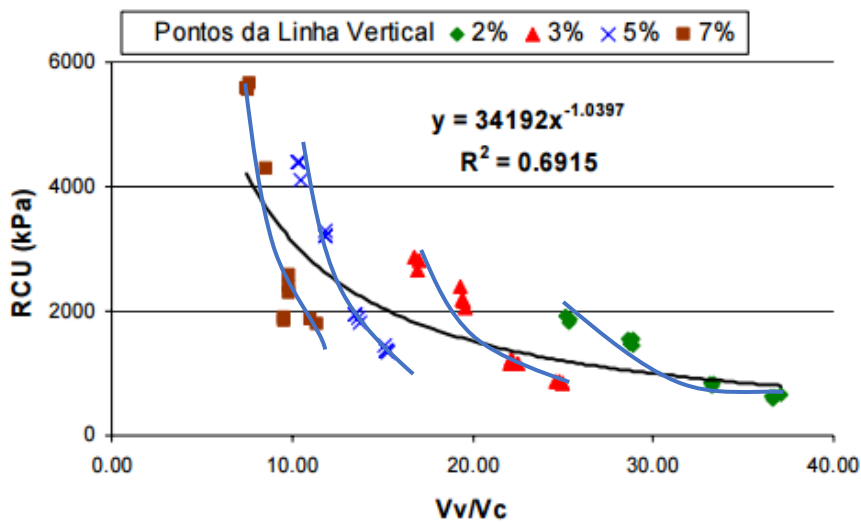


Figura 2.10 - Relação V_v/V_c com a resistência à compressão uniaxial

A Figura 2.11 apresenta os valores obtidos, referentes aos pontos de moldagem da linha vertical, da resistência à compressão uniaxial versus relação η/Civ . É feita uma regressão não linear que ajusta os valores obtidos a uma curva tipo potência. À semelhança do que se tem vindo a concluir: a resistência à compressão uniaxial tende a diminuir com o aumento da razão η/Civ .

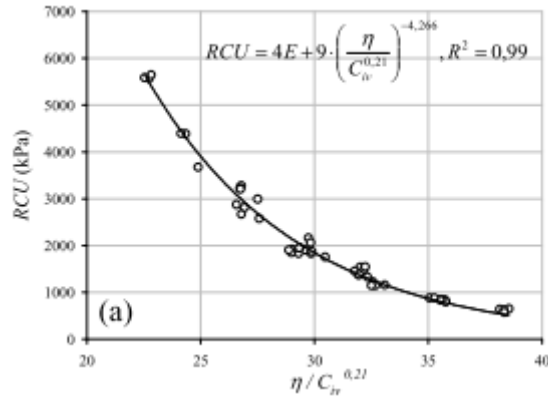


Figura 2.11 - Relação η/Civ

Suksun Horpibulski na sua análise de solos da região de Bangkok chega a conclusões diferentes dos autores supramencionados. Utilizando uma argila, retirada da zona Ladkrabang a uma profundidade de 3 a 4 metros, com teor em água natural na ordem dos 85%, com limite de liquidez e limite de plasticidade de 89% e 30% respectivamente e misturando-a com um cimento Portland tipo I, obteve várias curvas que relacionam a resistência à compressão uniaxial com o fator w/C . Cada curva é representativa do tempo de cura dos provetes. Tendo tido uma boa aproximação dos resultados às mesmas, conclui-se que estas curvas são um bom indicador da qualidade da mistura (Horpibulsuk et al. 2011).

Serve este trabalho como um exemplo de como o nível de saturação do solo influencia a relevância dos indicadores de qualidade utilizados para definirem a mistura solo cimento feita com esse mesmo solo.

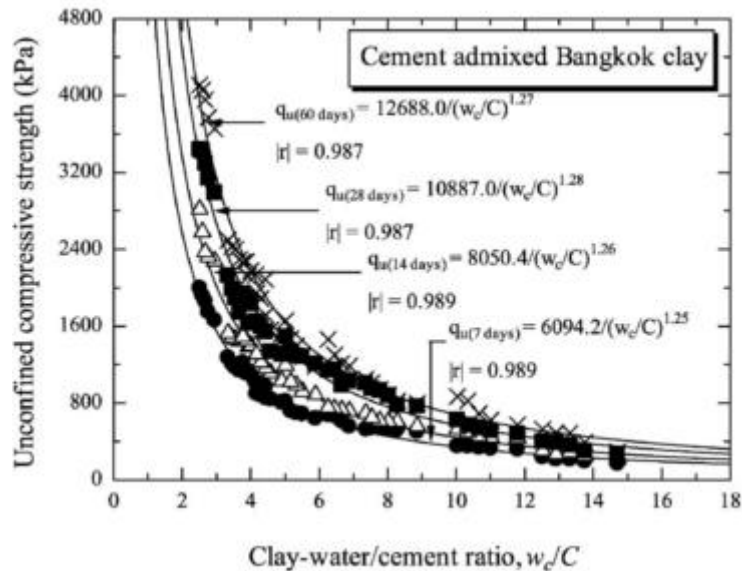


Figura 2.12 – Relação A/C com a resistência à compressão uniaxial (Horpibulsuk et al. 2011)

3 PARTE EXPERIMENTAL

3.1 Nota introdutória

O conjunto de ensaios laboratoriais aqui em diante descritos, procuram averiguar a influência que a porosidade do solo tem nas misturas solo cimento ao nível da resistência à compressão simples.

Conforme a classificação obtida do solo e consultando os quadros do (ACI-230 1990), que ditam as percentagens típicas de cimento de acordo com a classificação dos solos, constatou-se um intervalo de percentagens de cimento a utilizar neste tipo de solos de, 9% - 15%. Escolheram-se duas percentagens: 10% e 14%, pela sua proximidade com os extremos recomendados, por apresentarem um intervalo significativo entre elas e por complementarem as percentagens escolhidas no trabalho de João Dias (Dias 2011). Posteriormente o conjunto de dados aqui estudados irão assistir na formulação de uma curva que relacione a porosidade com a resistência mecânica.

Os trabalhos experimentais consistiram essencialmente em duas partes, uma primeira de identificação das propriedades do solo e da mistura solo cimento e uma segunda de verificação da resistência à compressão.

Para a identificação das propriedades do solo foi feita uma análise granulométrica, uma análise de limites de consistência e dois ensaios Proctor: leve e pesado.

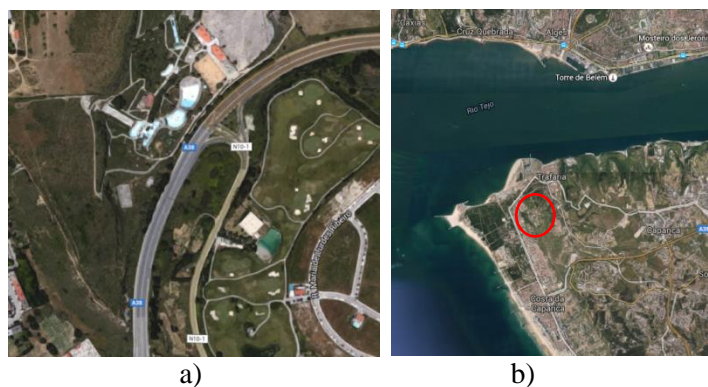
Para caracterização da mistura solo cimento foram efetuados uma miríade de ensaios Proctor por forma a calcular o peso volúmico seco máximo e o teor de água ótimo que lhes corresponde.

Finalmente, foram ensaiados um conjunto de provetes moldados a diferentes energias de compactação à compressão simples numa prensa hidráulica.

3.2 Materiais

3.2.1 Solo

O solo utilizado foi retirado da zona dos capuchos na Costa da Caparica no concelho de Almada assinalado na Figura 3.1.



a) Pormenor b) Zona coleta do solo

Figura 3.1 – Local geográfico da recolha de solo

A amostra de solo foi retirada no seu estado natural, ao nível superficial, mediante escavação com ferramenta manual, em quantidade suficiente para a execução de todos os provetes previstos. A amostra assim obtida foi armazenada e transportada em caixotes de plástico adequadamente vedados. Durante a recolha e transporte, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar a contaminação da amostra. Este solo é proveniente do mesmo local do solo utilizado no trabalho de João Dias, (Dias 2011).

Para a caracterização do solo foram realizados dois ensaios: uma análise granulométrica e uma análise de limites de consistência.

A análise granulométrica do solo foi feita de acordo com a especificação E-196 do LNEC (LNEC 1966) e foi utilizado o agitador mecânico ilustrado na Figura 3.2. O seu resultado está representado na Figura 3.4 e os valores correspondentes à análise granulométrica encontram-se em Apêndice.



Figura 3.2 - Análise granulométrica



Figura 3.3 - Análise granulométrica

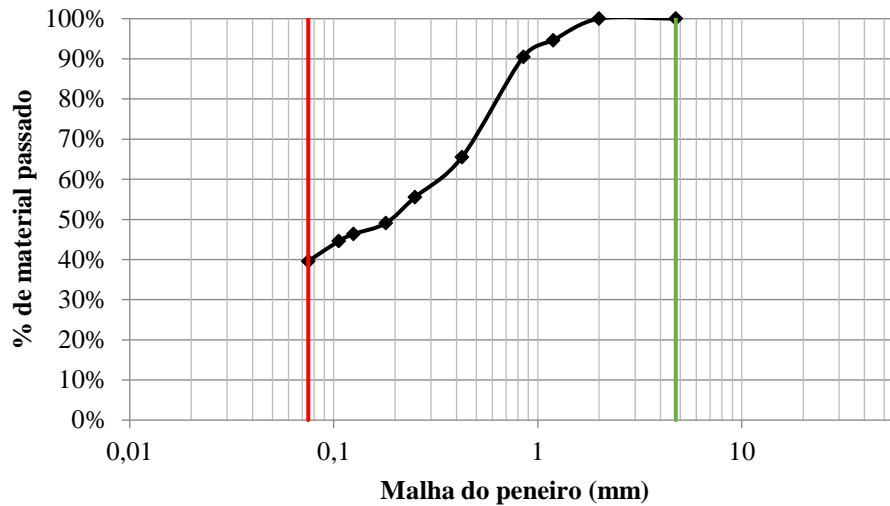


Figura 3.4 - Análise granulométrica

Também na Figura 3.4 estão representados, a vermelho o peneiro #200 e a verde o peneiro #4.

A obtenção dos valores dos limites de consistência ou de Atterberg, seguiu o procedimento descrito na norma portuguesa NP 143 - 1969 (Solos. Determinação dos limites de consistência). Os valores obtidos para o solo em estudo foram: 32% para o limite de liquidez, 21% para o limite de plasticidade e 11% para o índice de plasticidade.

Na Figura 3.5 está ilustrada a carta de plasticidade, onde o ponto, a vermelho, representa o solo ensaiado.

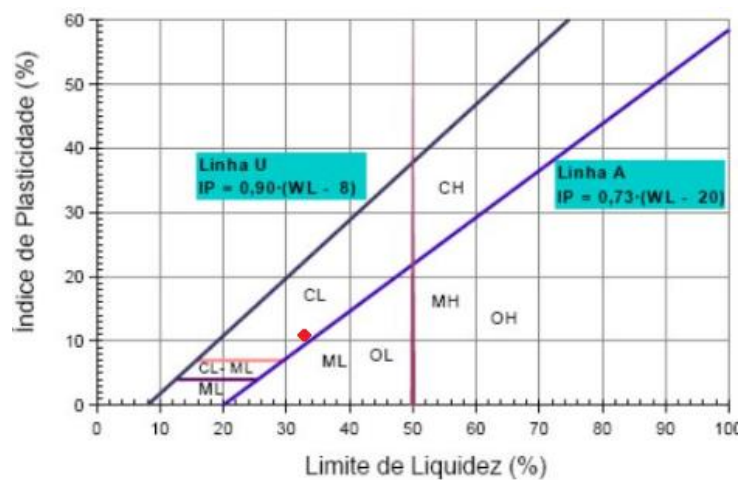


Figura 3.5 - Carta de plasticidade

Segundo a Classificação Unificada proposta pela norma ASTM D2487, o solo em estudo é designado por Argila Magra (classe - CL).

Segundo a classificação para fins rodoviários AASHTO M145-42, o solo em questão tem uma percentagem passada no peneiro nº 200 superior a 36%, ou seja a percentagem de finos é superior a 36%, pertencendo à partida ao grupo silto-argilosos. O seu limite de liquidez é inferior a 40% e o seu índice de plasticidade é superior ou igual a 11%. Conclui-se assim que se está na presença de um solo argiloso inserido no grupo A-6(1).

A classificação do mesmo por este método inclui ainda um índice de grupo que se apresenta entre parêntesis à frente do grupo já encontrado acima. Este, é calculado através da expressão 3.1.

$$IG=(F-35)\times[0.2+0.005\times(wL-40)]+0.01\times(F-15)\times(IP-10) \quad 3.1$$

Em que:

- F – Percentagem de finos (% de solo passado no peneiro nº 200, excluindo o material retido no peneiro de 75 mm);
- wL – Limite de liquidez;
- IP – Índice de plasticidade.

Segundo a classificação de solos para fins rodoviários, constatou-se que se trata de um solo classificado como “regular a mau” no que toca a comportamento enquanto camada de subleito, sendo por isso aconselhado adicionar uma maior percentagem de cimento para a sua estabilização, quando comparado com outros solos que possuam melhor comportamento.

Na Tabela 3.1 estão resumidas as propriedades do solo.

Tabela 3.1 - Propriedades do solo

Propriedade	Solo	Norma
Classificação Unificada	CL	ASTM D 2487
Classificação AASHTO	A-6(1)	AASHTO M145-42
Limite de Liquidez (%)	32	NP 143
Limite de Plasticidade (%)	21	NP 143
Índice de Plasticidade (%)	11	NP 143

3.2.2 Cimento

O cimento utilizado foi o Portland tipo IV, cuja classificação foi obtida com base na norma do IPQ (Instituto Português da Qualidade), NP EN 197-1. É um cimento pozolânico de alta resistência química utilizado no fabrico de betões e argamassas sujeitos a ambientes agressivos e em todas as obras com exigências específicas de durabilidade. É especialmente indicado para pavimentos rodoviários, betonagens em meios agressivos, ambiente marítimo e misturas de solo cimento, segundo a ficha técnica do mesmo. As características principais deste cimento são: cor acinzentada, bom comportamento em

ambientes agressivos e elevada impermeabilidade em idades avançadas. O cimento pozolânico contém a adição de pozolana no teor que varia de 15 a 50% em massa. Esse alto teor de pozolana confere ao cimento uma alta impermeabilidade e conseqüentemente durabilidade, proporciona estabilidade em ambientes de ataque ácido, em especial de ataque por sulfatos.

O cimento utilizado foi armazenado em sacos de plástico adequadamente vedados para evitar a sua hidratação prematura.

3.2.3 Água

Além do solo e do cimento, o componente essencial das misturas é a água, uma vez que o cimento é um ligante hidráulico, ou seja, só ganha presa quando na presença desta. As características a que este material deve obedecer encontram-se fixadas na norma NP EN 1008 (2003) água de amassadura para betão.

A água utilizada neste trabalho provém da rede pública admitindo-se que todas as condições referidas na norma se encontram garantidas.

3.3 Mistura solo cimento

3.3.1 Ensaio de compactação do solo

O ensaio Proctor foi realizado segundo a norma, E LNEC 197 – 1966, para o solo inalterado e para as duas misturas solo cimento preconizadas. Os valores pretendidos são calculados através das equações em Apêndice 6.2 e 6.3.

Pela necessidade de averiguar o teor de água ótimo que leva à compactação máxima para a posterior moldagem dos provetes a ensaiar à compressão e como base de comparação com os valores que se irão obter para a mistura solo cimento, efetuou-se o ensaio de compactação pesada ao solo utilizando o pilão pesado, (4,25kg).

De acordo com o descrito em 2.4.1 optou-se pela compactação pesada em detrimento da leve por se adequar mais a camadas de leito de pavimento.

Procedeu-se então à mistura do solo e da água com o auxílio da colher de pedreiro até que se obtivesse uma amálgama homogénea. Após esta etapa, executou-se a divisão da amostra em cinco partes iguais, que foram dispostas no molde Proctor, cada uma suportando 25 pancadas do pilão pesado. A quantidade de água acrescentada foi progressivamente superior por ponto misturado.

Findo o processo da compactação e antes da extração do provete retira-se a alonga do molde onde permanece sempre uma fração da mistura compactada acima do limite do molde, que é removida com auxílio da espátula de modo a que a superfície do provete fique completamente rasa. Em seguida o

proвете é extraído do molde com auxílio do extrator de provetes representado na Figura 3.6 e a sua massa e dimensões (diâmetro e altura) corretamente apontadas.

Segundo a norma NP 84 - 1965 SOLOS: Determinação do teor em água, são colhidas das duas extremidades do provete duas amostras e colocados em duas cápsulas que são postas em estufa durante 24 horas à temperatura de 105°C. Após secas é avaliada a massa das amostras e é calculado o teor de água das duas. A média dos valores, calculados pela equação 3.4, corresponde ao valor adotado como sendo o teor em água de cada provete.



Figura 3.6 - Extrator de provetes

No gráfico da Figura 3.7 está ilustrado o resultado do ensaio Proctor ao solo inalterado. Representado a vermelho a curva aproximada aos valores do Proctor modificado (molde pequeno e pilão pesado). Da curva, é retirado o valor do peso volúmico seco máximo $\gamma_d = 17,6 \text{ kN/m}^3$ e de teor em água ótimo $w = 13,7\%$.

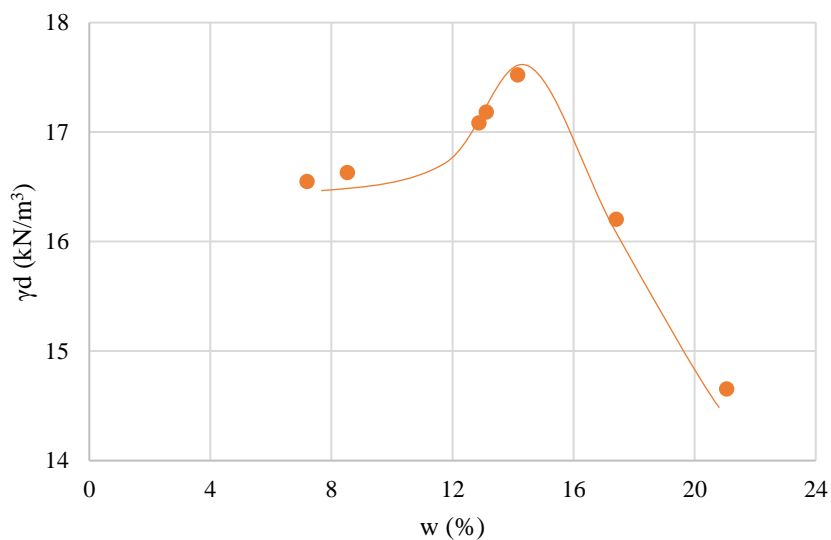


Figura 3.7 - Ensaio Proctor para a compactação pesada do solo inalterado

3.3.2 Ensaio de compactação da mistura solo cimento

Foram definidas as percentagens de cimento para a fabricação dos provetes de acordo com a Tabela 2.3. Segundo esta, a percentagem de cimento recomendada para um solo do tipo A-6, varia entre 9% e 15%. Escolheram-se, como mencionado em 2.4.4, os valores 10% e 14% pela sua proximidade com os extremos aconselhados e para garantir um espectro de resultados abrangente.

Foram calculadas as quantidades de cimento a adicionar com base na percentagem selecionada anteriormente e em relação ao peso seco da amostra, segundo 2.4.2.

Para o cálculo da massa seca foi necessário averiguar o teor em água natural da amostra de solo. Segundo a norma NP 84 - 1965 SOLOS: Determinação do teor em água: antes da moldagem dos provetes solo cimento, retirou-se uma porção do solo para uma cápsula para o avaliar aplicando a equação 6.1. Recolhida a amostra, esta permaneceu numa estufa a 105°C durante 24 horas, de forma a secar toda a água no seu interior e por conseguinte, calcular o valor de w .

Da mesma forma efetuado para o ensaio de compactação do solo inalterado, o solo e o cimento são depositados num tabuleiro, como ilustrado Figura 3.8, e misturados até à homogeneização. A água foi adicionada contemplando um possível teor de água ótimo próximo dos 13% tendo por isso, a quantidade acrescentada sido progressivamente superior por ponto misturado, num intervalo sensivelmente 6% acima e abaixo do conjecturado.

Repetiu-se o processo de compactação com auxílio do pilão pesado agora com a particularidade de se escarificarem as junções de cada camada disposta no molde (para melhor presa).

O tempo entre a adição da água e a compactação da última camada não excedeu uma hora (Gomes Correia & Marques 2002) e em (Bash 2015).



Figura 3.8 - Mistura solo cimento seca

No gráfico na Figura 3.9 é possível observarem-se as curvas correspondentes aos ensaios de compactação das duas misturas, 10% cimento a verde e 14% cimento a azul. São definidos também, os

pontos de moldagem pela série a preto com alinhamento vertical. Neste alinhamento, são definidos pontos com igual teor em água, 12,8% e 4 patamares de diferentes pesos volúmicos secos. Para cada patamar são feitos 6 provetes: 3 com 10% de cimento e 3 com 14%.

É escolhido um só alinhamento vertical, correspondente a 12,8% de teor em água, para as duas percentagens de cimento, com o intuito de se obter uma só curva que relacione o coeficiente η/C_p com a resistência à compressão uniaxial. Esta relação será analisada em pormenor no capítulo 4.

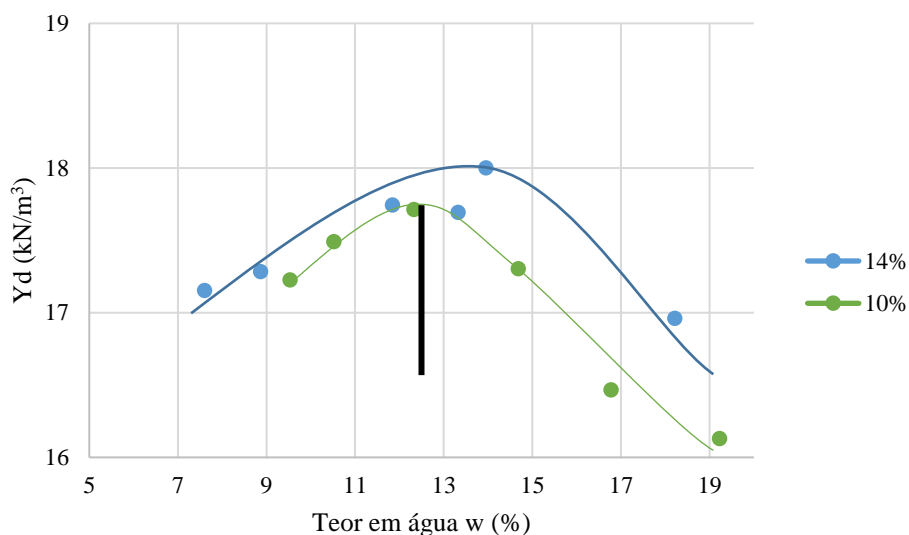


Figura 3.9 - Ensaio Proctor para diferentes quantidades de cimento

Os valores obtidos de w e yd dos ensaios de compactação do solo inalterado bem como os das misturas solo cimento são os representados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores obtidos do ensaio Proctor

Mistura	w _{ópt} (%)	yd (kN/m³)
Solo	13,7	17,5
SC10%	12,8	17,7
SC14%	14,2	18,1

Segundo o (ACI-230 1990) a adição de cimento a um solo geralmente provoca alterações ao teor de água ótimo e ao peso volúmic seco máximo, contudo esta variação nem sempre é possível de prever pois a ação flocculante do cimento tende a produzir um aumento no teor de água ótimo e uma diminuição na densidade máxima, enquanto a elevada densidade das partículas sólidas do cimento em relação às do solo tende a produzir um peso volúmic seco superior.

O que se verifica, neste caso, é uma diminuição do teor de água ótimo para a mistura a 10% e um aumento para a mistura de 14%. Um pequeno incremento do peso volúmico seco máximo conforme a maior quantidade de cimento.

3.3.3 Moldagem e cura dos provetes de solo cimento

Com o objetivo de se obterem misturas solo cimento com o mesmo teor em água e diferentes pesos volúmicos secos e de acordo com a linha vertical da Figura 3.9, que define onde os pontos de moldagem vão estar, foi testada uma abordagem, variante do ensaio Proctor, que consiste na compactação de provetes com diferente número de pancadas por camada, ou seja, diferentes energias de compactação. O propósito é criarem-se provetes com diferentes volumes de vazios. A moldagem dos provetes é fundamental para este trabalho pois é o ponto de partida dos ensaios à compressão.

Determinado o teor em água natural do solo, foi possível calcular a quantidade de água a adicionar, para se obterem os 12,8% de teor em água definidos anteriormente, correspondentes ao teor em água ótimo para a misturas solo cimento feita a 10% de cimento. A percentagem de cimento e teor em água são definidos em relação ao peso do solo seco.

O método utilizado, variante do ensaio Proctor, consiste no mesmo procedimento já descrito, onde é misturado o cimento com o solo e é adicionada a quantidade de água correspondente ao teor em água ótimo para aquela percentagem de cimento, contudo, o protocolo das próximas etapas varia e a mistura feita é dividida em 5 partes iguais, sendo cada uma delas disposta no molde pequeno do ensaio Proctor onde, posteriormente, são compactadas através de x número de pancadas utilizando o pilão pesado. Cada provete é moldado com 25-n pancadas por camada, em que n pertence ao conjunto {0,5,10,15}.

Após a compactação do provete, é aproveitado o resquício que permanece na alonga do molde para determinação do teor em água do provete.

Moldam-se provetes cilíndricos com as seguintes dimensões: 102 mm de diâmetro e 117 mm de altura com um coeficiente de esbelteza $h/d = 1,15$.

A energia de compactação dos provetes é dada pela equação 3.2.

$$E = \frac{X \times n \times W \times h}{V} \quad 3.2$$

Em que:

- E é a energia de compactação em Pa;
- X é o número de pancadas por camada;
- n é o número de camadas;
- W é o peso do pilão em N;

- V é o volume do molde em m^3 .

A relação entre a energia de compactação e o número de pancadas utilizadas na moldagem está na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Relação número de pancadas, energia de compactação

Pancadas	Energia compactação [J/m^3]
25	2,77
20	2,21
15	1,66
10	1,11

Com o objetivo de testar a validade desta abordagem, foram criados 4 provetes teste da mistura solo cimento com um teor de água alvo de 15%, e diferentes pesos volúmicos secos, utilizando o método explicado anteriormente. Na Tabela 6.1 do Apêndice estão os valores de teor em água e peso volúmico seco resultantes do teste do processo de moldagem a diferentes energias. Na Figura 3.10 estão assinalados os valores obtidos de y_d e de w para cada número de pancadas.

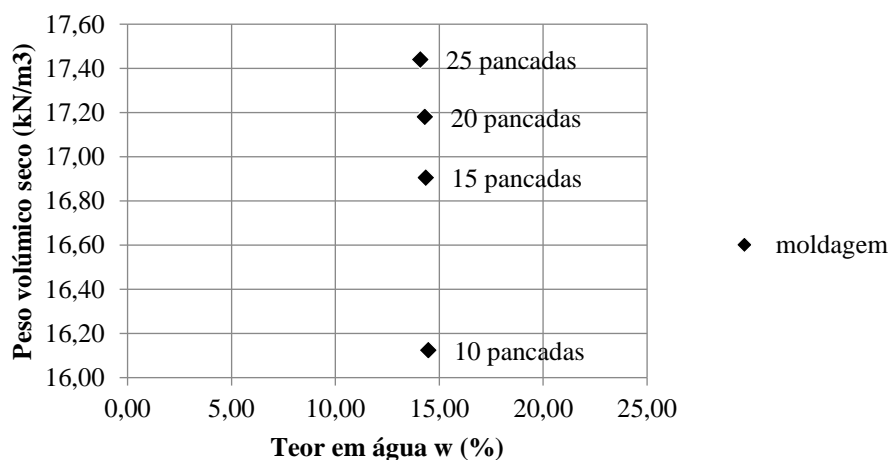


Figura 3.10 - Pontos de moldagem resultantes dos provetes teste

Os pontos obtidos, expostos na Figura 3.10, mostram o resultado de compactação e teor em água de cada provete. Para este caso, teve-se como objetivo criar provetes, todos com 15% de teor em água e diferentes pesos volúmicos secos.

Foi efetivamente conseguida a primeira etapa do teste, ou seja, criaram-se provetes com diferentes y_d , todavia o conjunto de pontos que se obteve relativamente ao teor em água, presentes na Tabela 3.4, difere do esperado, de facto, à medida que a energia de compactação diminuiu, o teor em água final tende a aumentar. Esta ilação permite construir uma relação entre as duas grandezas.

Tabela 3.4 - Relação energia e diferença para o teor em água objetivo

Pancadas	Teor em água (%)	Diferença para objetivo 15%
25	14,09%	0,91%
20	14,32%	0,68%
15	14,35%	0,65%
10	14,47%	0,53%

No gráfico da Figura 3.11 estão representados os teores de água correspondentes aos provetes criados comparados com a diferença para o objectivo proposto inicialmente de 15% para esta mistura solo cimento.

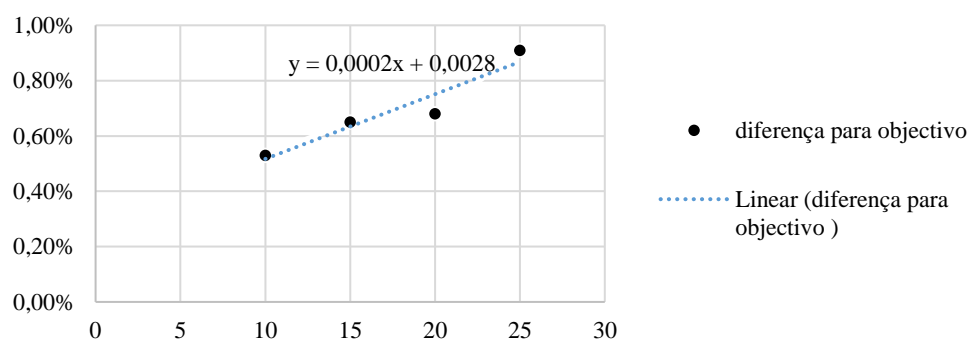


Figura 3.11 - Relação energia/teor em água

Tem-se uma relação linear para o número de pancadas e a diferença da percentagem de teor em água para o objetivo representado pela equação 3.3:

$$D=0.0002 \times n + 0.0028 \quad 3.3$$

Em que:

- D é diferença de teor em água (em %) para o objetivo;
- n é o número de pancadas.

Logo não basta apenas considerar a quantidade de água presente no solo, mas também a água que se perde durante a mistura e compactação dos provetes.

Para efeitos de cálculo final do peso de água a adicionar ao solo misturado previamente com cimento, há que ter em consideração que para alcançar o teor em água ótimo, é definido o teor em água natural do solo, a quantidade de água que é perdida aquando da mistura, que está representada na equação 3.3

e finalmente a quantidade de água a adicionar devidamente calculada tendo em conta os dois valores supramencionados. O peso de água é calculado pela equação 6.4 presente em Apêndice.

Para a moldagem dos provetes finais, são adotadas as quantidades de materiais calculadas pelas equações descritas acima, consoante os pontos de moldagem a produzir, e são aceites os provetes que respeitem as seguintes condições:

- Peso volúmico seco: grau de compactação no mínimo de 95% sendo o grau de compactação definido como o valor de γ_d efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de γ_d definido como meta (Exemplo: para $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ consideraram-se aceitáveis provetes que apresentaram valores de γ_d maiores ou iguais a $17,2 \text{ kN/m}^3$);
- Teor em água (w): valor especificado ± 2 pontos percentuais (Exemplo: para um objetivo de $w = 14\%$ foram aceites valores compreendidos entre 12% e 16%);
- Dimensões: diâmetro $102 \pm 1 \text{ mm}$ e altura $117 \pm 1 \text{ mm}$.

Finalmente, os provetes que ultrapassarem este crivo são devidamente identificados, e curados durante 7 dias num ambiente com humidade relativa igual a $60\% \pm 5\%$ e temperatura de $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$. Concluído este tempo são retirados para ensaio numa prensa elétrica Zwick.

Os provetes foram identificados segundo o código ##c##p-# em que o primeiro conjunto de 2 algarismos corresponde à percentagem de cimento no provete; o segundo conjunto de 2 algarismos corresponde ao número de pancadas do pilão pesado; finalmente o terceiro algarismo corresponde a um dos três provetes moldados por grupo.

Na Figura 3.12 estão representadas as médias dos valores do teor em água e peso volúmico seco resultantes da moldagem dos provetes, a verde os provetes moldados a 10% de cimento e a azul os provetes moldados a 14%, ordenados por energia de compactação, bem como as curvas de compactação correspondentes às misturas, obtidas anteriormente pelo ensaio Proctor e o alinhamento vertical preconizado para estes pontos.

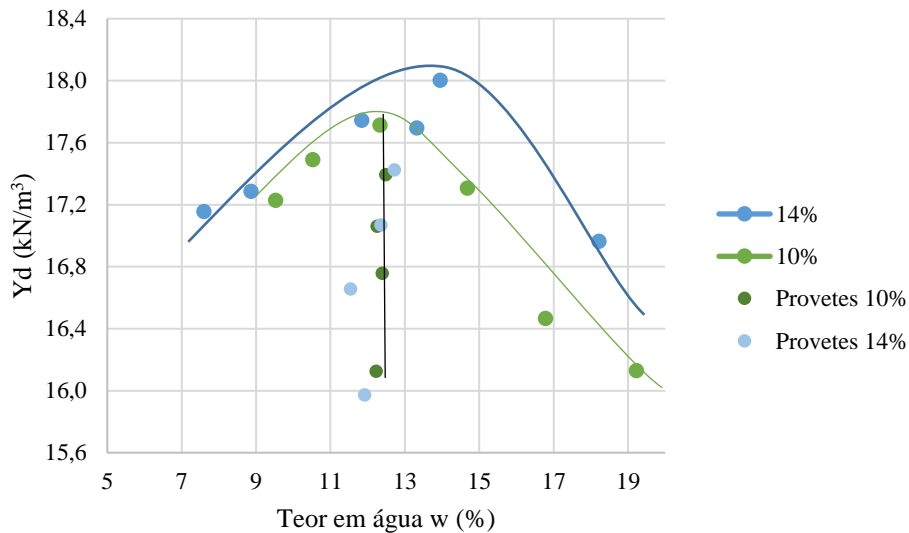


Figura 3.12 - Pontos de moldagem

Na Tabela 6.2 estão os resultados obtidos do peso volúmico seco e teor em água de cada provete devidamente identificado segundo o código mencionado.

Os pesos volúmicos secos dos provetes, para ambas as percentagens de cimento, estão dentro do expectável, todavia o teor em água dos provetes moldados a 14% de cimento, estão fora dos pontos de moldagem alvo. A forma de compactação dos provetes que depende de um esforço manual, aliada à má distribuição das partículas de água por todo o provete pode explicar o porquê de tal facto se evidenciar para os provetes moldados a 15 pancadas. O facto de o teor em água ser medido a partir do material que é rasoirado antes da remoção do provete do molde Proctor e não retirado do provete em si, também contribui para uma má leitura deste indicador.

3.4 Ensaio de resistência à compressão simples

Foram realizados ensaios de compressão uniaxial aos provetes expostos na Tabela 6.2, para se determinar o efeito que as variáveis: porosidade e percentagem de cimento, têm na resistência mecânica e no comportamento da mistura solo cimento.

Para o efeito, foi utilizada a prensa elétrica Zwick, apresentada na Figura 3.13. O provete cilíndrico é posto entre duas bases metálicas e submetido a uma tensão normal até à carga de colapso. Este ensaio possibilita a determinação da resistência ou tensão de rotura e a deformação do provete.

Na preparação dos provetes há que haver cuidado na retificação da superfície das bases, é imperativo que estejam perfeitamente planas, para que a tensão de compressão seja exercida na sua área total. Deve centrar-se o provete relativamente ao prato inferior e posicioná-lo de modo a que o carregamento aplicado seja exatamente perpendicular à base do provete.



Figura 3.13 - Prensa elétrica Zwick

O ensaio de resistência à compressão simples seguiu a norma EN 13286-41: Método de ensaio para a determinação da resistência à compressão de misturas tratadas com ligantes hidráulicos (CEN 2013), com a particularidade de os provetes terem dimensões e relação altura diâmetro $h/d=1,15$ e não 2 como previsto pela mesma e ao invés de se utilizar uma câmara húmida para a cura dos provetes, optou-se por preservar os provetes num saco de plástico e armazená-los numa sala com temperatura e humidade relativa condicionadas, de forma a minimizar a variação do contexto ambiental.

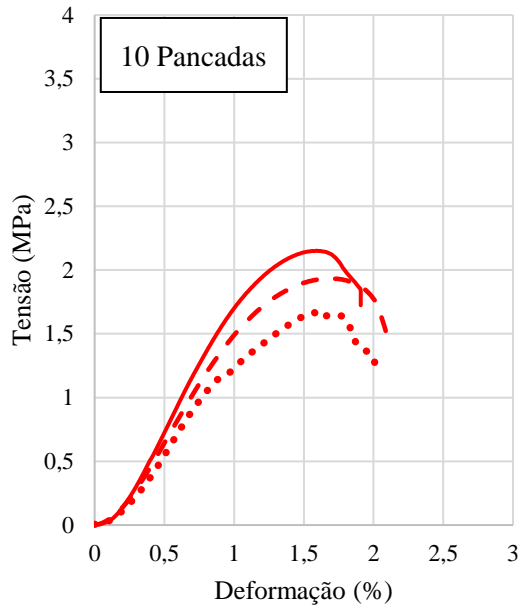
A relação h/d igual a 2 fornece uma medida mais exata de resistência à compressão simples do ponto de vista técnico, é a convencional para os provetes de betão uma vez que reduz as condições de esforço axial complexo que podem ocorrer durante a compressão de provetes com uma menor relação. Contudo, no ensaio de resistência à compressão uniaxial de misturas de solo cimento, os provetes com relação $h/d = 1,15$ são frequentemente utilizados (ACI 230, 1990).

Sendo a relação dos provetes utilizadas $h/d=1,15$ está-se perante uma classe de resistência à compressão $R_c = 2$.

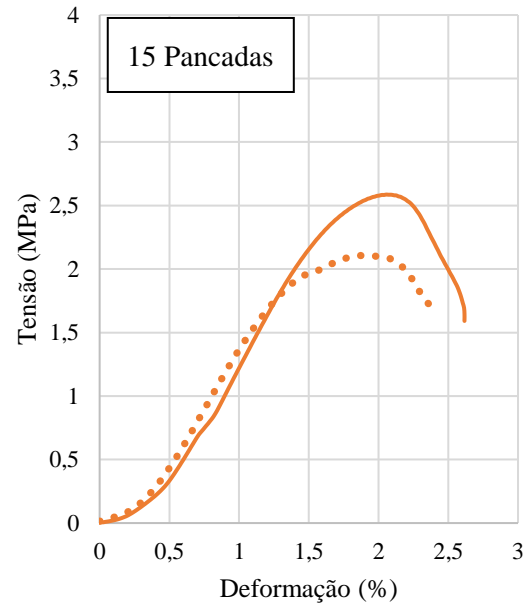
Os provetes foram ensaiados a uma velocidade de 1mm/min e os valores de deslocamento e força registados de forma automática numa folha de cálculo através do computador ligado à prensa elétrica. Posteriormente é calculado o módulo de elasticidade com base no declive do gráfico tensão deformação.

Os provetes que demonstrem resistências à compressão simples máximas com um desvio maior do que 20% em relação à média dos resultados obtidos nos três provetes, são desprezados e a resistência à compressão é a média dos dois valores restantes (CEN 2013).

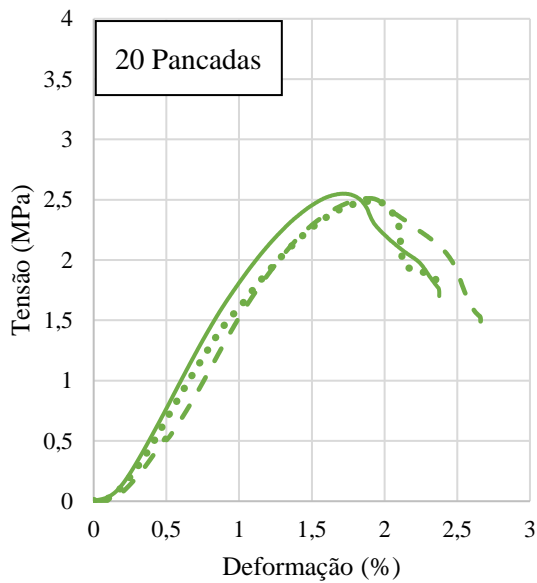
Seguidamente apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão sob forma de gráfico tensão deformação, para os provetes com 10% de cimento, separados por energia de compactação Figura 3.14



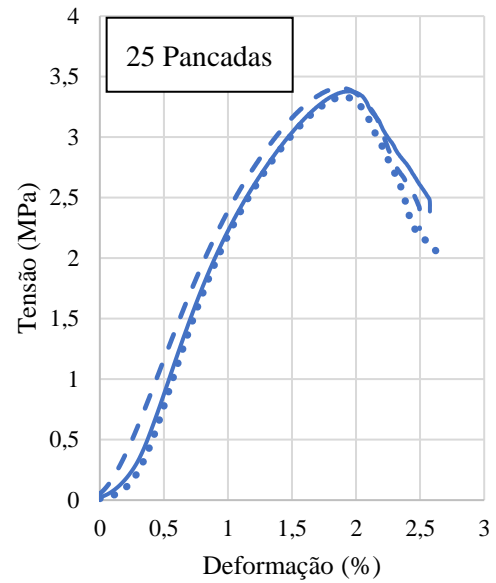
a)



b)



c)

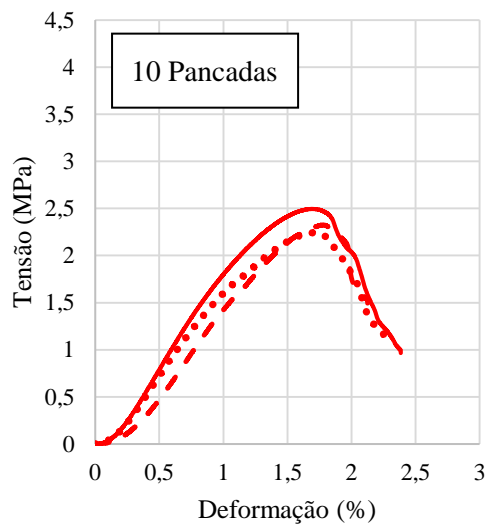


d)

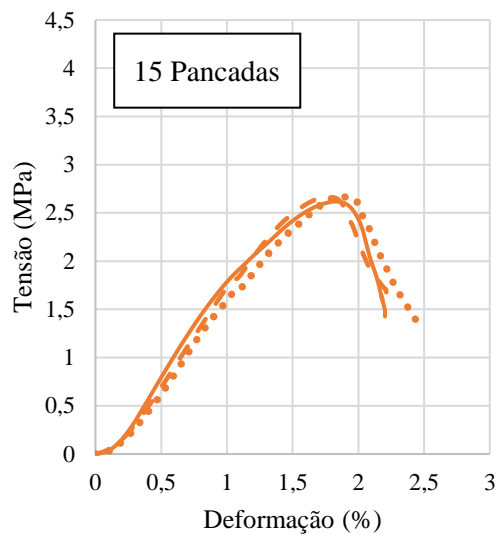
a) 10 Pancadas; b) 15 Pancadas; c) 20 Pancadas; d) 25 Pancadas

Figura 3.14 - Ensaio compressão simples, 10% cimento

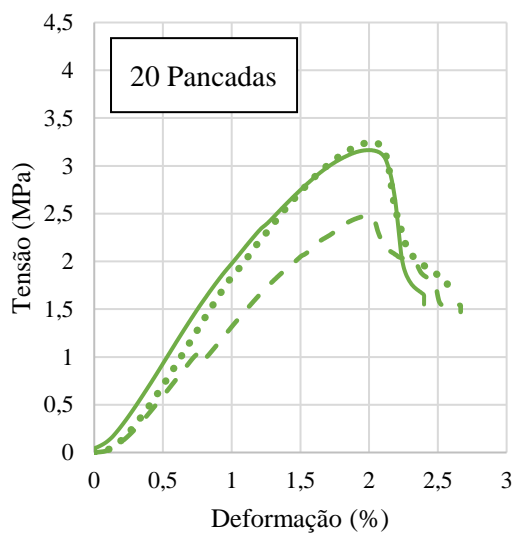
Seguidamente, na Figura 3.15, apresentam-se os gráficos, tensão-deformação, resultantes dos ensaios à compressão simples para os provetes moldados a 14% de cimento.



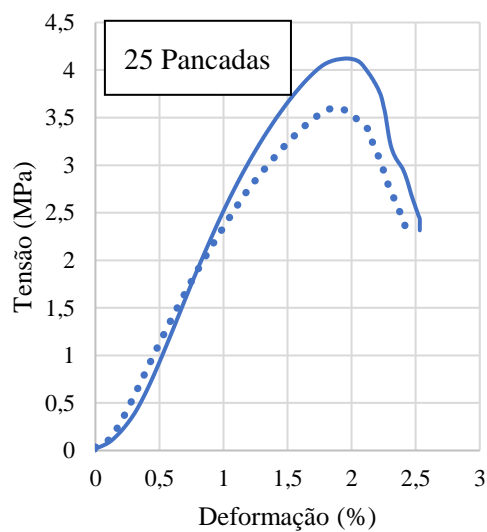
a)



b)



c)



d)

a) 10 Pancadas; b) 15 Pancadas; c) 20 Pancadas; d) 25 Pancadas

Figura 3.15 - Ensaio compressão simples, 14% cimento

Na Tabela 3.5 são apresentados os valores das resistências máximas, em MPa, e respectivas deformações em porcentagem, obtidos a partir de cada gráfico para cada provete de ambas as misturas.

Tabela 3.5 - Tabela resumo das tensões máximas e deformações

Provetes	Cimento (%)	Número de pancadas	Tensão máxima (MPa)	Deformação correspondente à tensão máxima (%)	Valor médio da Tensão máxima (MPa)	Variança (%)	
10c10p-1	10	10	1,67	1,57	1,92	13%	
10c10p-2			2,15	1,59		12%	
10c10p-3			1,93	1,7		1%	
10c15p-1		15	2,11	1,87	2,35	10%	
10c15p-2			2,59	2,06		10%	
10c15p-3			-	-		-	
10c20p-1		20	2,51	1,89	2,52	0%	
10c20p-2			2,49	1,92		1%	
10c20p-3			2,55	1,71		1%	
10c25p-1		25	3,33	1,91	3,37	1%	
10c25p-2			3,38	1,95		0%	
10c25p-3			3,41	1,88		1%	
14c10p-1		14	10	2,33	1,78	2,36	1%
14c10p-2				2,24	1,71		5%
14c10p-3				2,5	1,69		6%
14c15p-1	15		2,62	1,82	2,65	1%	
14c15p-2			2,67	1,77		1%	
14c15p-3			2,67	1,88		1%	
14c20p-1	20		3,25	2,03	2,96	10%	
14c20p-2			3,16	2		7%	
14c20p-3			2,48	1,99		16%	
14c25p-1	25		3,6	1,86	3,86	7%	
14c25p-2			4,12	1,96		7%	
14c25p-3			-	-		-	

3.4.1 Rotura de provetes

O modo de rotura dos provetes, ilustrado na Figura 3.16, foi no geral semelhante em todos os ensaios. Foi possível evidenciar-se um plano vertical concreto de rotura, tendo esta sido alcançada por tração por efeito de Poisson. O material apresentou um comportamento dúctil ao final dos 7 dias de cura, isto porque as curvas tensão-deformação apresentadas em 3.4. não apresentam um patamar de cedência. De facto, a tensão continua a aumentar, embora não linearmente, até se atingir a tensão última. No entanto espera-se que este comportamento se altere para frágil findo o período de cura de 28 dias, em que o cimento atinge a resistência máxima e a rotura é frágil, como demonstrado em (Dias 2011).



Figura 3.16 – Rotura

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Nota introdutória

Neste capítulo são analisados os resultados obtidos do trabalho experimental. Inicialmente, são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para os provetes das misturas de solo cimento, aos 7 dias de cura, agora sob a forma de comparação. Seguidamente aos gráficos é apresentado um quadro com os valores máximos registados para cada provete com o objetivo de se avaliar o efeito da adição de cimento e da porosidade.

Numa segunda instância é avaliada a pertinência do coeficiente η/C^p na resistência mecânica da mistura solo cimento em estudo e feita uma comparação dos valores obtidos com outros autores.

4.2 Resistência à compressão uniaxial

Na Figura 4.1 e Figura 4.2 estão representados os gráficos tensão deformação obtidos em 3.4 para todas as energias de compactação para as misturas solo cimento a 10% e 14% de cimento respetivamente.

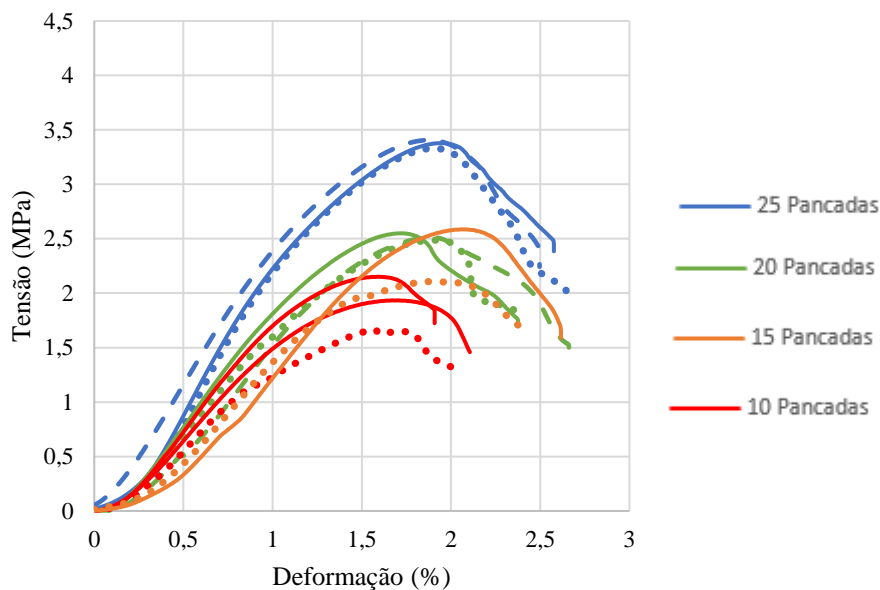


Figura 4.1 - Ensaio compressão simples, 10% cimento, comparação

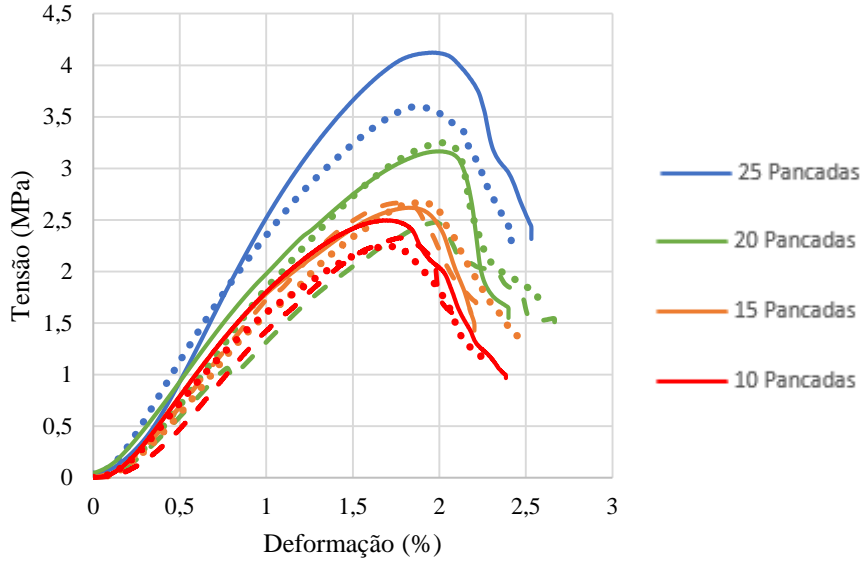
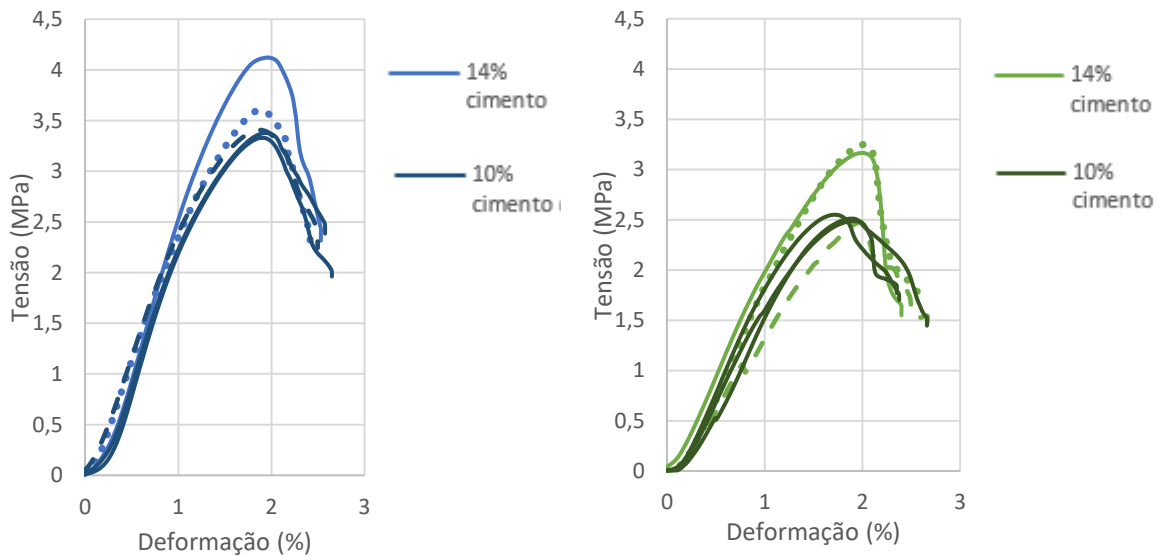


Figura 4.2 - Ensaio compressão simples, 14% cimento, comparação

Como seria de esperar verifica-se que a resistência à compressão simples, em ambas as misturas (10% e 14%), tende a aumentar com o aumento do número de pancadas, paulatinamente nas energias de compactação mais baixas e subitamente na energia correspondente às 25 pancadas.

Nos gráficos da Figura 4.3 é possível verificar uma comparação das resistências à compressão uniaxial para provetes com o mesmo número de pancadas e teores em cimento diferentes.



a) 25 Pancadas

b) 20 Pancadas

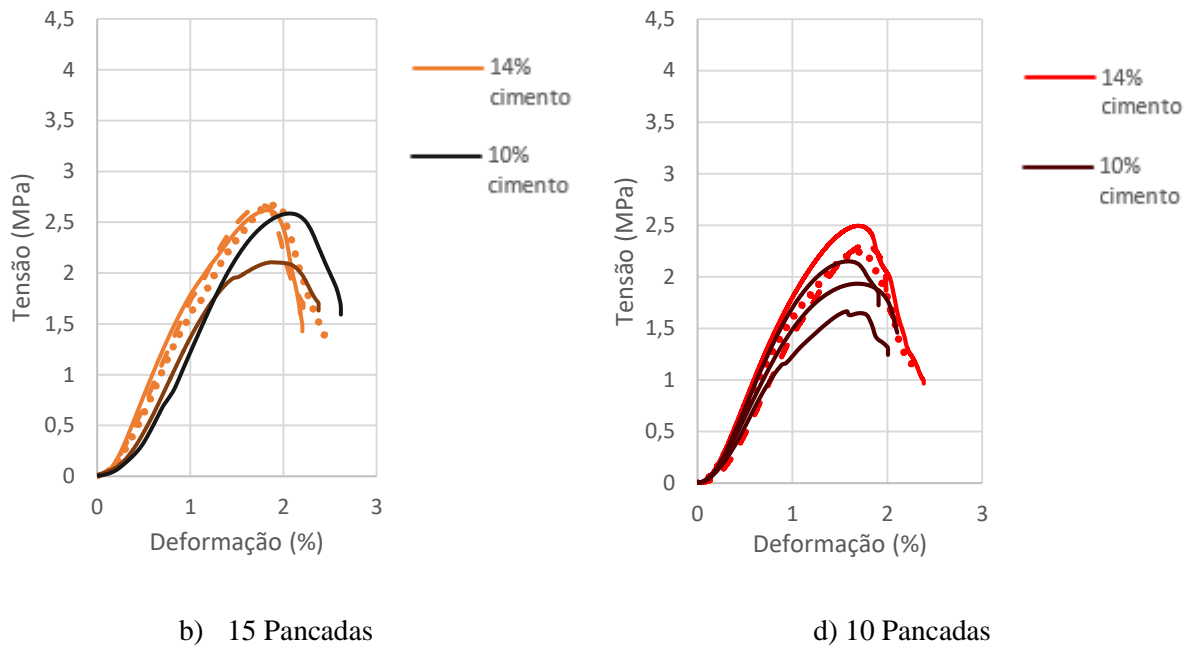


Figura 4.3 – Comparação das resistências à compressão uniaxial para provetes com o mesmo número de pancadas

Pela análise da figura 4.3 revela-se um aumento na ordem dos 12% em média nas resistências máximas em todos os provetes de 14% de cimento quando comparados com os de 10%. Verifica-se portanto que o cimento não tem tanta relevância na resistência à compressão uniaxial quanto o número de pancadas. A deformação axial no ponto de tensão máxima rondou valores entre 2% e 3%. Tendencialmente crescente com o aumento da energia de compactação em todos os provetes de acordo com as linhas de tendência do gráfico da Figura 4.4, existem pequenas discrepâncias quando comparada entre provetes da mesma energia de compactação e diferentes percentagens de cimento.

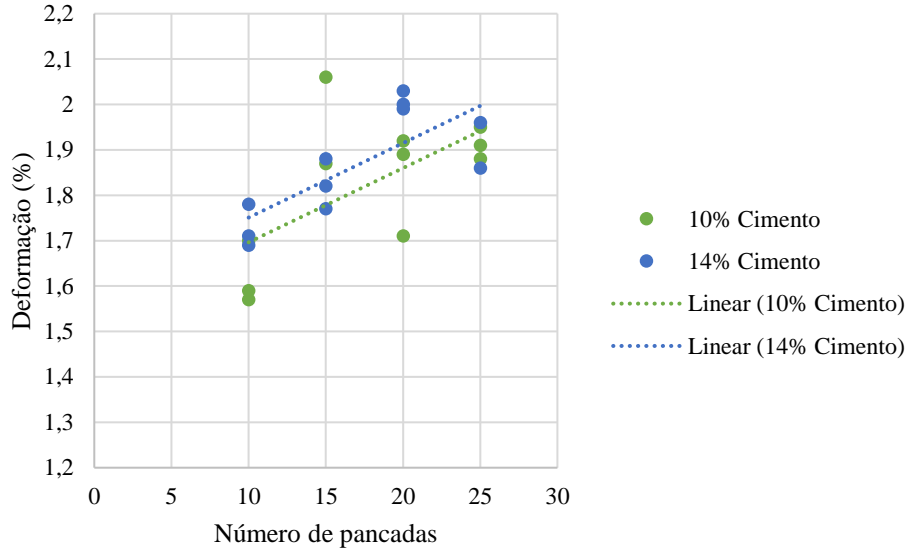


Figura 4.4 - Relação energia de compactação com a deformação

Para uma melhor compreensão do efeito que a percentagem de cimento tem na resistência dos provetes moldados a diversas energias, apresenta-se na Figura 4.5 o gráfico que ilustra o comportamento dos mesmos.

Observa-se que a adição de cimento conduz a um aumento de resistência e a uma diminuição da deformação, por sua vez o aumento da energia de compactação, conduz a um aumento da deformação e também a um aumento de resistência.

De notar que quanto menor a energia de compactação mais difícil é a moldagem de provetes com características semelhantes.

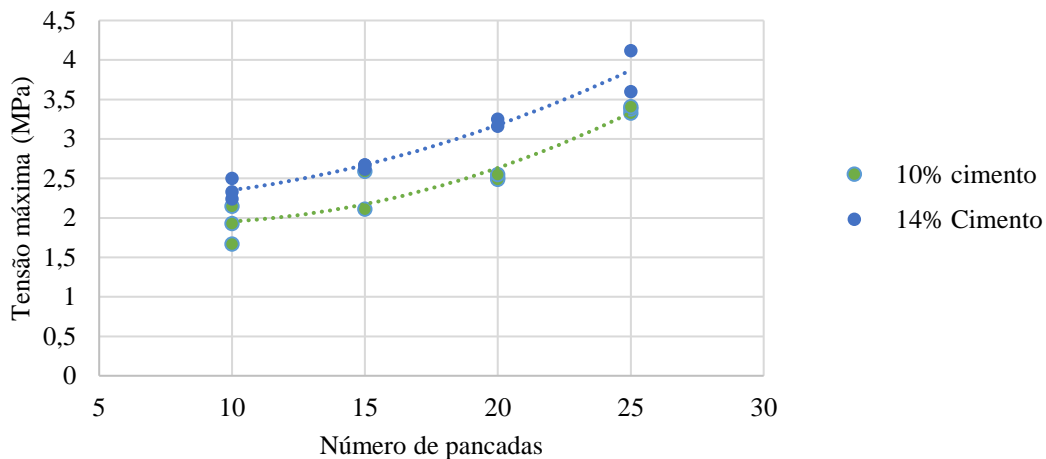


Figura 4.5 - Relação da energia de compactação com a resistência à compressão uniaxial máxima

4.3 Estudo do módulo de elasticidade

Dos gráficos tensão deformação obtidos pode ainda avaliar-se o módulo de elasticidade e analisar o efeito que o grau de compactação tem no mesmo.

O módulo de elasticidade dos provetes pode ser encontrado de duas formas; pelo módulo tangente, definido pela inclinação da tangente a cada ponto da curva; ou pelo módulo secante, definido pela inclinação da reta que une a origem a cada ponto da curva;

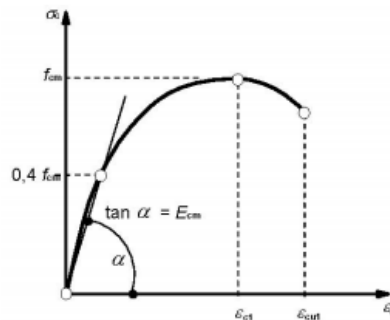


Figura 4.6 - Módulo de elasticidade, Eurocódigo 2

Dado que não foi possível obter a EN 13286-43 "Test method for the determination of the modulus of elasticity of hydraulic bound mixtures", optou-se por utilizar um método semelhante ao preconizado pelo Eurocódigo 2 onde é definido um valor fração da resistência à compressão média $0.4f_{cm}$ e E é dado por $\tan \alpha$ como demonstrado na Figura 4.6. Para o caso da mistura solo cimento optou-se por utilizar como valor fração, metade da tensão máxima de cada provete.

Foram encontrados os valores do módulo de elasticidade para os provetes moldados a 10% e a 14% de cimento representados na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2 respetivamente.

Tabela 4.1 - Módulo de elasticidade, 10% cimento

Número de pancadas	0,5 Tensão (MPa)	deformação correspondente (mm)	Extensão	E 0,5 tensão (MPa)	E médio (MPa)
25 pancadas	1,665	0,928	0,008	210,252	224,377
	1,689	0,904	0,008	219,073	
	1,703	0,819	0,007	243,807	
20 Pancadas	1,256	1,006	0,009	146,222	160,827
	1,243	0,912	0,008	159,696	
	1,275	0,846	0,007	176,564	
15 Pancadas	1,053	0,976	0,008	126,503	125,979
	1,293	1,208	0,010	125,455	
10 Pancadas	0,833	0,772	0,007	125,455	125,455
	1,076	0,767	0,007	125,455	
	0,967	0,786	0,007	125,455	

Tabela 4.2 - Módulo de elasticidade, 14% cimento

Número de pancadas	0,5 Tensão (MPa)	Deformação correspondente (mm)	Extensão	E 0,5 tensão (MPa)	E médio (MPa)
25 pancadas	1,799	0,879	0,008	239,681	241,248
	2,061	0,995	0,008	242,815	
20 Pancadas	1,624	1,051	0,009	181,068	170,330
	1,582	0,928	0,008	199,934	
	1,240	1,118	0,010	129,988	
15 Pancadas	1,309	0,862	0,007	177,888	167,019
	1,333	0,944	0,008	165,550	
	1,333	0,991	0,008	157,620	
10 Pancadas	1,163	0,999	0,009	136,356	157,494
	1,121	0,825	0,007	159,297	
	1,248	0,827	0,007	176,829	

O módulo de elasticidade dos provetes ensaiados encontra-se no intervalo 125MPa a241MPa. Como expectável, este indicador aumenta quanto maior for o teor em cimento e quanto maior for a energia de

compactação. Pelo gráfico da Figura 4.7 é possível verificar que existe uma relação crescente entre o módulo de elasticidade e o grau de compactação dos provetes, estando diretamente relacionado com a rigidez do material, é natural que o efeito do ligante e da compactação tenha particular relevo neste coeficiente.

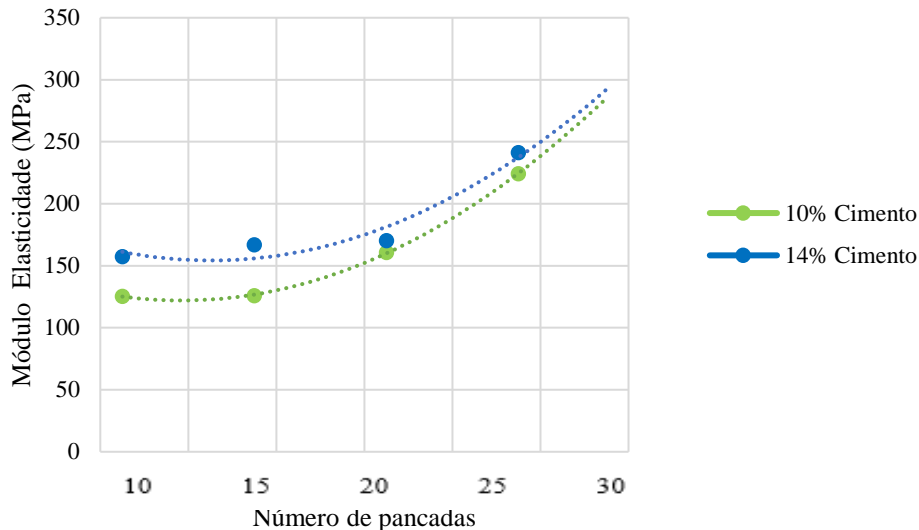


Figura 4.7 - Relação entre o módulo de elasticidade e a compactação

4.4 Efeito da porosidade na resistência uniaxial

Como alvitado em 1.1 o coeficiente que melhor afere as propriedades do betão é o A/C. Contudo, como demonstrado em 2.5, este nem sempre se aplica a misturas solo cimento. Pelo facto de a quantidade de água adicionada não ser suficiente para preencher todos os vazios, nada se pode inferir em relação à resistência mecânica e sensibilidade a agentes agressivos que provocam deterioração do material. Tornando assim inválido o uso deste coeficiente enquanto indicador de qualidade de misturas solo cimento. Desta feita, surge a necessidade da criação de uma relação que indique, da mesma forma que o A/C para o betão, a qualidade da mistura solo cimento.

Este capítulo trata desse mesmo objetivo principal que é o de relacionar a resistência do solo cimento com uma razão que sirva de substituição do A/C para solos não saturados.

Proposta por Lanarch (1960) e descrito no ponto 2.6, a relação volume de vazios a dividir pelo volume de cimento V_v/V_c , é função da porosidade e da percentagem de cimento, que são os parâmetros de maior influência na resistência do solo cimento.

No gráfico da figura 4.7 está a relação da porosidade com a resistência à compressão uniaxial máxima.

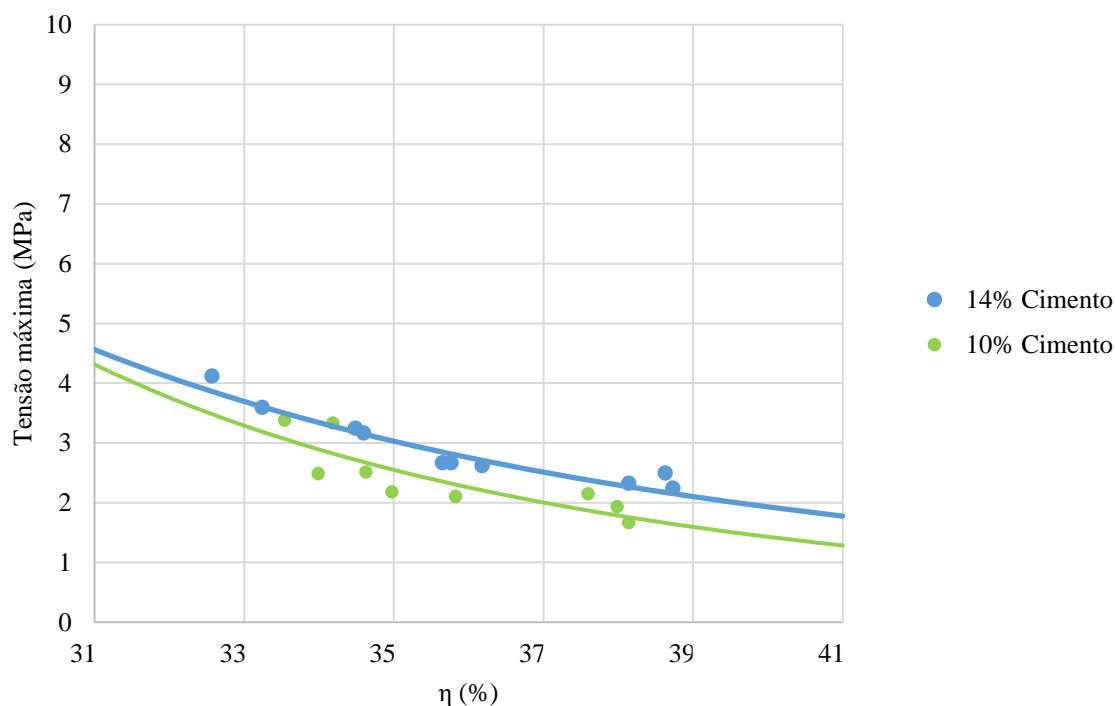


Figura 4.8 - Relação da porosidade com a resistência à compressão axial máxima

Quando feita a comparação da resistência à compressão com a porosidade de cada provete observa-se que quando menor esta for, menor é a influência que o cimento tem, ou seja, para um grau compactação elevado, a percentagem de cimento deixa ter um papel tão relevante.

Este tipo de resultado difere daquilo que outros autores, aqui mencionados, inferiram, de facto, para Consoli, Moraes e Vitali, quanto menor a porosidade mais se faz sentir o efeito do cimento na resistência à compressão uniaxial, ou seja, a percentagem de cimento torna-se no fator mais premente na resistência do provete (Consoli et al. 2011) (Moraes et al. 2010) (Vitali 2012).

Contudo, nos trabalhos propostos pelos autores mencionados são utilizados tipos de cimento com presa rápida. Sendo este um ensaio feito aos 7 dias de cura e no presente trabalho ter sido utilizado um cimento tipo IV com uma presa lenta, depreende-se que ao final dos 7 dias ainda não tenha havido tempo para que se criassem ligações mais coesas entre as partículas, sendo por isso, inicialmente, o grau de compactação do solo o fator mais relevante para a resistência à compressão simples.

Para se chegar aos parâmetros V_v e η da mistura solo cimento, são feitas uma série de transformações às expressões 6.5, 6.6, 6.7 e 6.8 presentes em Apêndice e utilizado um valor ponderado de densidade de partículas sólidas. Foi também necessário o cálculo do grau de saturação através da expressão em Apêndice.

Esta razão é determinada através do cálculo do volume de vazios (V_v) e do volume de cimento (V_c) separadamente através das expressões 4.1 e 4.2

$$V_v = \eta \times V \quad 4.1$$

$$V_c = \frac{C\% \times m_s}{\gamma_c} \quad 4.2$$

Em que:

- V é o volume do provete;
- η é a porosidade da mistura solo cimento;
- m_s é massa do solo seca;
- V_c é o volume de cimento;
- $C\%$ é a percentagem de cimento da mistura em relação à massa seca;
- γ_c é a massa volúmica do cimento: 3.15 g/cm^3 .

Pelo facto de a mistura ser constituída por solo e cimento, que apresentam diferentes valores de G , este, é calculado pela expressão 4.1.

$$G_m = C\% \cdot G_c + S\% \cdot G_s \quad 4.3$$

Em que:

- G_m é a densidade de partículas sólidas da mistura solo cimento;
- $C\%$ é a percentagem de cimento;
- G_c é a densidade de partículas sólidas do cimento;
- $S\%$ é a percentagem de massa seca do solo;
- G_s é a densidade de partículas sólidas do solo igual a 2,65.

No gráfico da Figura 4.9 estão representados os pontos correspondentes aos ensaios dos provetes de solo cimento de ambas as misturas, 10% e 14%, relacionados com o coeficiente V_v/V_c . Ao contrário do que foi feito pelo autor Vitali (2012) e exposto em 4.9 decidiu-se aproximar duas curvas a cada conjunto de pontos correspondentes a misturas com percentagens de cimento diferentes. Neste caso, por falta de dados não foi possível a aproximação a uma curva que elucidasse bem o comportamento de todos os pontos, contudo, uma continuação do estudo para diferentes percentagens de cimento e diferentes energias de compactação certamente daria azo a que se chegasse a uma conclusão mais definitiva. Posto isto é possível observar que para ambas as misturas, quanto menor for a razão V_v/V_c maior é a resistência à compressão uniaxial.

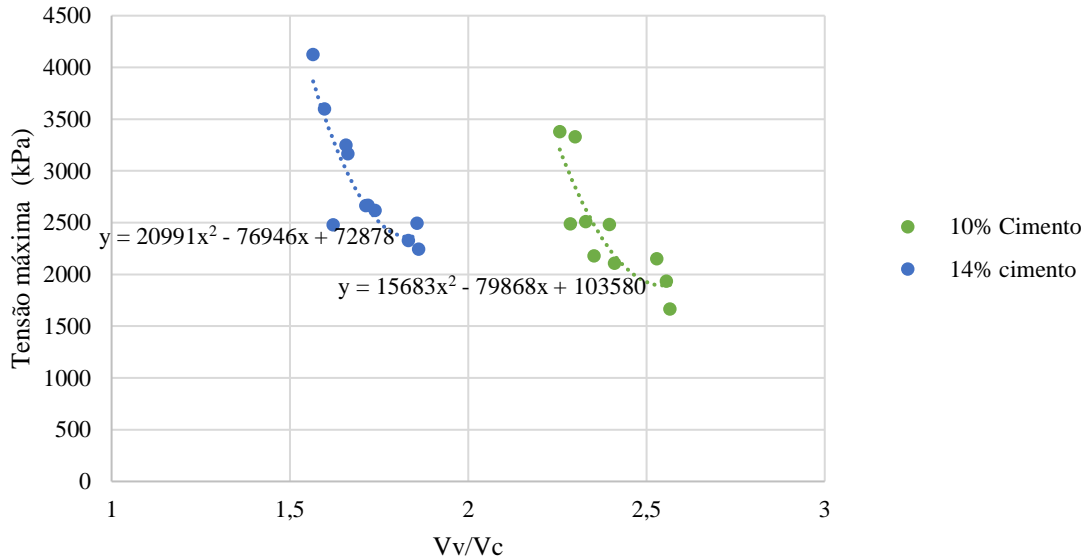


Figura 4.9 - Relação entre a tensão máxima e o coeficiente Vv/Vc

Os gráficos construídos a partir da relação Vv/Vc não se podem comparar com outros autores pois o volume de vazios depende das dimensões do provete bem como o volume de cimento. Na tentativa de standardização de um indicador que sirva como bitola para os mesmos tipos de solo e como mencionado em 2.6 (Consoli et al. 2007) propõe um coeficiente baseado na porosidade do material, η , e sua relação com o volume de cimento enquanto percentagem do volume total Civ, como principal indicador de qualidade de solo cimento.

No gráfico da Figura 4.10 estão ilustrados os valores de η/Civ^p de todos os provetes ensaiados e respectivas resistências à compressão. Foi traçada uma curva de ajuste a estes pontos, com auxílio do software Matlab, com coeficiente de determinação $R^2 = 0,82$. Foi também definido o expoente $p = 0,2$ por ser aquele que mais aproxima os valores obtidos a uma curva do tipo exponencial. Acredita-se que este expoente é função da quantidade de finos que o solo possa apresentar. Um coeficiente p próximo da unidade foi encontrado por Consoli et al. (2010) para misturas areia-cimento.

A expressão encontrada que define a aproximação do coeficiente η/Civ^p à resistência à compressão é apresentada em 4.4.

Sendo estes resultados equivalentes ao demonstrado com o coeficiente Vv/Vc conclui-se que a resistência à compressão aumenta quanto menor for a relação η/Civ^p numa relação de potencia 3,316 e sendo esta independente de fatores como o volume ou as dimensões do provete serão possíveis de comparar com outras curvas a que outros autores chegaram.

$$q(\text{kPa}) = 5,485 \times 10^7 \times \left[\frac{n}{(Civ)^{0,2}} \right]^{-3,316} \quad 4.4$$

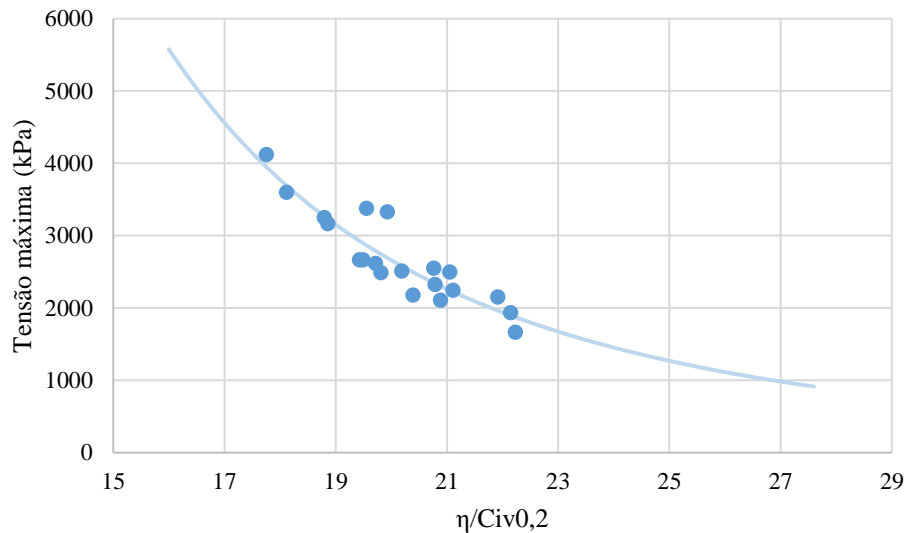


Figura 4.10 - Relação porosidade volume de cimento

Para a mistura solo cimento estudada, conclui-se que a equação 4.4 pode ser utilizada para estimar a resistência à compressão simples, conhecidos os valores de η e Civ , e serve como critério de dosagem para a mistura solo cimento estudada. Para atingir os valores de tensão máximos pretendidos os resultados aqui apresentados sugerem que é possível através da escolha do teor de cimento e da intensidade de compactação apropriados feitos da forma mais económica. A melhor opção pode variar consoante a situação, pois dependendo da disponibilidade ou logística de equipamentos para a transferência de uma maior energia de compactação ou materiais de maior qualidade e seus respectivos custos serão feitas dosagens diferentes.

4.5 Comparação com outros autores

Neste ponto pretende-se apresentar os valores obtidos no programa experimental realizado no presente trabalho e os valores obtidos por outros autores. Apresenta-se no gráfico em baixo um sumário dos valores obtidos por cada um dos autores nos trabalhos apresentados no ponto 2.5, juntamente com os valores obtidos no presente trabalho. Todos os valores apresentados correspondem ao cálculo do coeficiente η/Civ^p com $p = 0,2$ (por ser o valor que mais aproxima a curva dos pontos) nos ensaios de resistência à compressão simples para um tempo de cura de 7 dias.

Em (Dias, 2011), chegou-se à conclusão que para um mesmo solo, quanto maior a percentagem de cimento utilizada na mistura (calculada em relação à massa seca do solo) maior será a sua resistência à compressão uniaxial. Esta ilação é aqui verificada também através da interpretação dos dados apresentados no gráfico da Figura 4.11 que reúne os resultados dos ensaios à compressão dos pontos do presente trabalho com os resultados do autor João Dias, moldados a 25 pancadas, no teor de água ótimo para as diversas percentagens de cimento preconizadas e descritas no eixo das abcissas.

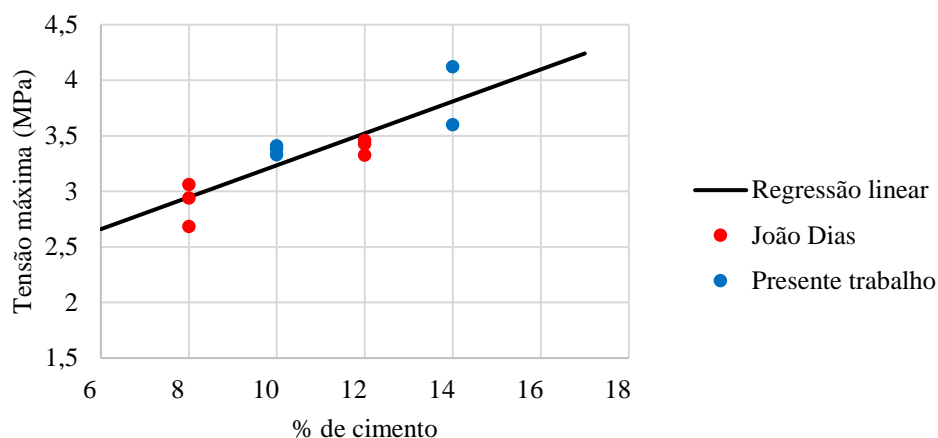


Figura 4.11 - Comparação com o trabalho de Dias, (2011)

Todos os valores apresentados correspondem ao cálculo do coeficiente η/Civ^p nos ensaios de resistência à compressão simples para um tempo de cura de 7 dias. Estes valores são apresentados para diferentes tipos de solo e para provetes moldados numa linha vertical de diferentes γ_d e para um mesmo teor em água para cada linha mas diferente para cada solo pois o teor em água correspondente à linha vertical de pontos de moldagem é diferente para diferentes tipos de solo.

Na figura 4.12 está uma comparação entre as curvas que os autores Consoli (2007) e Vitali (2012) chegaram e a do presente trabalho.

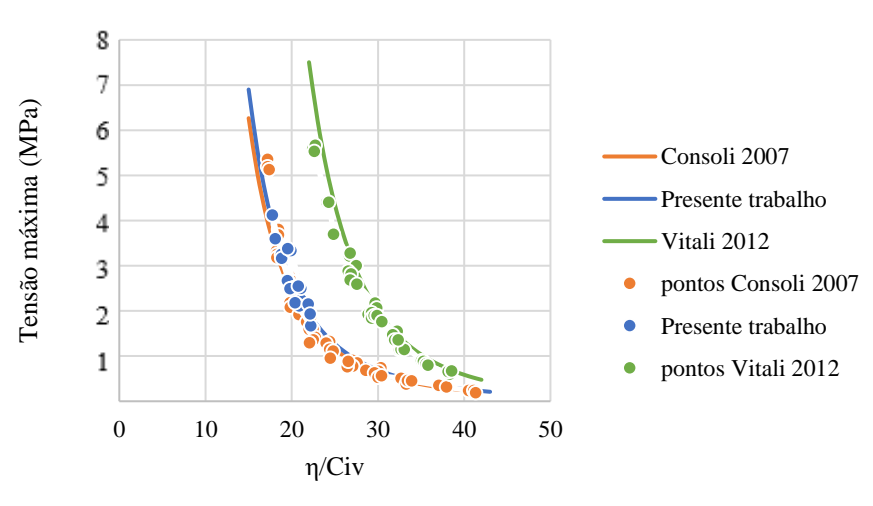


Figura 4.12 - Comparação entre autores

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Nota introdutória

Neste capítulo é feito um sumário do trabalho desenvolvido na presente dissertação, são tecidas as conclusões a partir dos resultados obtidos e são propostos desenvolvimentos futuros que dêem continuidade ao estudo feito.

5.2 Conclusões

Neste trabalho foi estudado o comportamento de duas misturas de solo com as percentagens 10% e 14% de cimento, mensuradas em relação à massa de solo seco, para um mesmo tempo de cura igual a 7 dias. Foram preparados provetes a partir de uma linha vertical de pontos de moldagem com diferentes γ_d e com o mesmo ω com o objetivo de se avaliar o efeito que as variáveis vazios, porosidade, energia de compactação, grau de compactação e percentagem de cimento têm na resistência à compressão uniaxial.

Através dos ensaios de compactação ao solo inalterado e às misturas solo cimento é possível verificar um aumento do teor de água ótimo e um pequeno incremento do peso volúmico seco máximo nas misturas solo cimento em relação ao solo inalterado e consoante a maior quantidade de cimento.

Na moldagem dos provetes solo cimento foi mostrado que para efeitos de cálculo final do peso de água a adicionar ao solo misturado previamente com cimento, há que ter em consideração que para alcançar o teor em água pretendido há que ser definido o teor em água natural do solo, a quantidade de água que é perdida aquando da mistura e finalmente a quantidade de água a adicionar devidamente calculada tendo em conta os dois valores mencionados inicialmente.

Através dos ensaios de resistência à compressão foi possível evidenciar-se um plano vertical concreto de rotura, tendo este sido alcançado por tração por efeito de Poisson. Ademais, verificou-se que a resistência à compressão simples, em ambas as misturas (10% e 14%), tende a aumentar com o aumento do número de pancadas, de forma ligeira nas energias de compactação mais baixas e subitamente na energia correspondente às 25 pancadas. Também é revelado um aumento na ordem dos 17% nas resistências máximas em todos os provetes de 14% de cimento quando comparados com os de 10%

A adição de cimento conduz a um aumento de resistência e a uma diminuição da deformação, por sua vez o aumento da energia de compactação, conduz a um aumento da deformação e também a um aumento de resistência numa relação polinomial.

Foi calculado o módulo de elasticidade dos provetes ensaiados e como expectável, este indicador aumenta quanto maior for o teor em cimento e quanto maior for a energia de compactação numa relação polinomial.

O volume de vazios revelou-se ser de grande importância no que toca a características mecânicas dos provetes e a relação V_v/V_c é um bom indicador da qualidade da mistura solo cimento. Quanto menor for o valor do mesmo, maior será a resistência à compressão uniaxial.

O grau de compactação tem um papel muito relevante na resistência à compressão da mistura, inicialmente mais até que o cimento pois, de acordo com o gráfico da Figura 4.5, os valores referentes à energia de compactação de 25 pancadas estão próximos para teores de cimento diferentes.

A relação n/Civ^p é equivalente ao coeficiente anterior e surge como uma alternativa mais global e aplicável a um leque mais abrangente de misturas solo cimento pelo facto de considerar valores percentuais e por isso ser independente da forma do provete. A equação 4.4 pode ser utilizada para estimar a resistência à compressão simples, conhecidos os valores de η e Civ , e serve como critério de dosagem para a mistura solo cimento estudada.

O recurso ao uso do cimento para a estabilização de solos é um método que permite obter consideráveis melhorias nas características mecânicas do solo.

5.3 Desenvolvimentos futuros

Apresentam-se de seguida os desenvolvimentos futuros propostos no seguimento do trabalho realizado.

Recomenda-se o estudo através da realização de ensaios experimentais, semelhantes aos apresentados na presente investigação, a moldagem de provetes para diferentes dias de cura. O tipo de cimento utilizado tem uma presa lenta e por isso certas ilações, nomeadamente o efeito da porosidade ser mais notório que o do cimento poderão vir a ser refutadas. Seria interessante igualmente verificar se o tempo de cura tem efeito na relação que as variáveis porosidade e volume de cimento demonstram ter para os 7 dias de cura.

Propõe-se também um estudo semelhante ao feito no presente trabalho adaptado a vários tipos de solo não variando o teor em cimento, por forma a compreender como se alteram as curvas que relacionam o fator n/Civ^p com a resistência mecânica.

Por fim, o estudo da estabilização de solos é também relevante para outros tipos de ligante, sendo por isso interessante estudar qual a influencia da percentagem de vários tipos de ligante têm para um mesmo solo.

6 APÊNDICE

6.1 Valores obtidos dos ensaios

Dimensão da malha (mm)	N.º Peneiro	Material retido (g)	Material passado (g)	(%)
4,75	4	0	502,31	100
2	10	0	502,31	100
1,19	16	26,85	475,46	95
0,85	20	20,88	454,58	90
0,425	40	125,57	329,01	65
0,25	60	50,18	278,83	56
0,18	80	32,41	246,42	49
0,125	120	13,61	232,81	46%
0,106	140	8,7	224,11	45%
0,075	200	25,2	198,91	40%
refugo	-	197,9	1,01	0%
total	-	501,3	-	-

Figura 6.1 – Resultados da análise granulométrica

Tabela 6.1 - Resultados do modelo usado

		Mistura Solo cimento							
		25 Pancadas		20 Pancadas		15 Pancadas		10 Pancadas	
Água (ml)		300		300		300		300	
Peso do molde	Pm (kg)	3,385		3,415		3,385		3,415	
Molde + Solo húmido	Pt (kg)	5,32		5,325		5,265		5,21	
Solo húmido	P (kg)	1,935		1,91		1,88		1,795	
$\gamma = P / V$	γ	19,90		19,64		19,33		18,46	
Capsula n		A2	A4	A6	A7	A1	A3	A8	A10
Cápsula + solo húmido	B (g)	39,1	40,91	37,88	31,2	35,41	40,66	38,3	43,48
Cápsula + solo seco	C (g)	36,53	37,88	35,13	28,93	32,46	37,94	35,09	39,98
Peso da cápsula	A (g)	18,48	16,15	15,95	13,05	12,46	18,44	12,84	15,88
Peso da água	B-C	2,57	3,03	2,75	2,27	2,95	2,72	3,21	3,5
Solo Seco	C-A	18,05	21,73	19,18	15,88	20	19,5	22,25	24,1
Teor em água		14,24	13,94	14,34	14,29	14,75	13,95	14,43	14,52
Teor em água médio	w	14,09		14,32		14,35		14,47	
γ_d		17,44		17,18		16,91		16,12	

Tabela 6.2 - Identificação dos provetes de solo cimento

Provetes	Peso volúmico seco (γ_d)	Teor em água (w)
10c10p-1	16,07	11,69
10c10p-2	16,21	12,62
10c10p-3	16,10	12,38
10c15p-1	16,72	12,23
10c15p-2	16,67	11,68
10c15p-3	16,89	13,26
10c20p-1	17,47	11,83
10c20p-2	16,98	12,05
10c20p-3	17,14	12,47
10c25p-1	17,41	12,51
10c25p-2	17,37	12,46
10c25p-3	17,40	12,86
14c10p-1	16,07	12,01
14c10p-2	15,91	12,12
14c10p-3	15,94	11,62
14c15p-1	16,57	11,99
14c15p-2	16,71	11,37
14c15p-3	16,68	11,27
14c20p-1	17,01	12,72
14c20p-2	16,98	12,31
14c20p-3	17,21	12,05
14c25p-1	17,34	12,69
14c25p-2	17,51	12,74
14c25p-3	17,47	11,83

Apresentam-se nas tabelas 6.1 e 6.2 os valores necessários para o cálculo do coeficiente η/Civ .

	25 pancadas		20 pancadas			15 pancadas			10 pancadas		
γ_d (kN/m ³)	17,34	17,51	17,01	16,98	17,21	16,57	16,71	16,68	16,07	15,91	15,94
w	12,69	12,74	12,72	12,31	12,05	11,99	11,37	11,27	12,01	12,12	11,62
γ_s	25,97										
Saturação (S)	0,68	0,70	0,64	0,62	0,63	0,56	0,54	0,54	0,52	0,51	0,49
e (índice de vazios)	0,50	0,48	0,53	0,53	0,51	0,57	0,55	0,56	0,62	0,63	0,63
n (porosidade)	0,33	0,33	0,34	0,35	0,34	0,36	0,36	0,36	0,38	0,39	0,39
n (%)	0,33	0,33	0,34	0,35	0,34	0,36	0,36	0,36	0,38	0,39	0,39
Vv (m ³)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vv (cm ³)	317,10	310,70	328,98	330,07	321,91	345,15	340,11	341,22	363,84	369,48	368,51
Q máx (N)	29393,80	33687,60	26546,00	25859,80	20262,30	21390,90	21783,00	21787,80	19003,30	18325,60	20387,90
Q máx (kpa)	3597,21	4122,68	3248,69	3164,72	2479,70	2617,81	2665,80	2666,39	2325,62	2242,68	2495,07
Q máx (mPa)	3,60	4,12	3,25	3,16	2,48	2,62	2,67	2,67	2,33	2,24	2,50
Civ	14,86										

n/Civ ^{0,2}	19,37	18,98	20,10	20,17	19,67	21,09	20,78	20,85	22,23	22,57	22,52
Vv/Vc	1,60	1,57	1,66	1,66	1,62	1,74	1,71	1,72	1,83	1,86	1,86

Figura 6.2 – Valores obtidos dos indicadores relevantes ao cálculo de n/C para 10% de cimento

	25 pancadas		20 pancadas		15 pancadas			10 pancadas		
γd (kN/m ³)	17,34	17,51	17,01	16,98	16,57	16,71	16,68	16,07	15,91	15,94
w	12,69	12,74	12,72	12,31	11,99	11,37	11,27	12,01	12,12	11,62
γs	25,97									
Saturação (S)	0,68	0,70	0,64	0,62	0,56	0,54	0,54	0,52	0,51	0,49
e	0,50	0,48	0,53	0,53	0,57	0,55	0,56	0,62	0,63	0,63
n (porosidade)	0,33	0,33	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36	0,38	0,39	0,39
n (%)	0,33	0,33	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36	0,38	0,39	0,39
Vv (m ³)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vv (cm ³)	317,10	310,70	328,98	330,07	345,15	340,11	341,22	363,84	369,48	368,51
Q máx (N)	29393,80	33687,60	26546,00	25859,80	21390,90	21783,00	21787,80	19003,30	18325,60	20387,90
Q máx (kpa)	3597,21	4122,68	3248,69	3164,72	2617,81	2665,80	2666,39	2325,62	2242,68	2495,07
Q máx (mPa)	3,60	4,12	3,25	3,16	2,62	2,67	2,67	2,33	2,24	2,50
Civ = (Vc/V)	20,81									
n/Civ ^{0,35}	18,11	17,75	18,79	18,85	19,72	19,43	19,49	20,78	21,11	21,05

Figura 6.3 - Valores obtidos dos indicadores relevantes ao cálculo de n/C para 14% de cimento

6.2 Expressões utilizadas

Teor em água calculado pela norma NP 84 - 1965 SOLOS: Determinação do teor em água

$$w = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \tag{6.1}$$

Em que:

- w é o teor em água em percentagem;
- m1 é a massa da cápsula;
- m2 é a massa da cápsula mais a do solo húmido;
- m3 é a massa da cápsula mais a do solo seco.

Teor em água:

$$w = \frac{W_s}{W_w} \quad 6.2$$

- w - Teor em água
- W_s - Peso das partículas sólidas

W_w - Peso da água
Peso volúmico seco:

$$\gamma_d = \frac{100 \times \gamma}{100 + w} \quad 6.3$$

- γ - Peso volúmico
- w - Teor em água

$$W_{wa} = W_w - W_{wn} + W_{wdif} \quad 6.4$$

Em que:

- W_{wa} é o peso de água a adicionar;
- W_w é o peso da água correspondente ao teor de água ótimo em relação à massa seca;
- W_{wn} é o peso da água presente no solo no seu estado natural;
- W_{wdif} é o peso da água correspondente à diferença percentual calculada.

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad 6.5$$

$$S \times e = G \times w \quad 6.6$$

$$\gamma_d = \frac{G \times \gamma_w}{1 + \frac{G \times w}{S}} \quad 6.7$$

$$\eta = \frac{e}{e+1} \quad 6.8$$

$$S = \frac{Gm \times w}{\left(\frac{Gm \times \gamma_w}{\gamma_d} - 1\right)} \quad 6.9$$

Em que:

- G_m é a densidade de partículas sólidas da mistura solo cimento;
- S o grau de saturação;
- e é o índice de vazios;
- w é o teor em água.

7 BIBLIOGRAFIA

- ABCP, 2002. *Associação Brasileira de Cimento Portland - Guia Básico de Utilização de Cimento Portland 7ª Ed.*, São Paulo.
- ACI-230, 1990. ACI 230.1R-90. In *State-of-the-Art report on soil cement*. ACI Material Journal, pp. 402–403.
- Ahnberg, H. & Holm, G., 1999. Stabilization of Some Swedish Organic Soils with Different Types of Binders. *Proceeding of Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*, pp.101–108.
- Amaral, M., 2009. *Avaliação de módulos de distorção dinâmicos em misturas de solo cimento com recurso a métodos ultra-sônicos de impulso no domínio do tempo e registos de modos de ressonância por análise espectral de séries de fourier*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Amaral, M.F.S.S.F. do, 2012. *Caracterização e modelação de comportamento dinâmico e cíclico de misturas solo cimento para infraestruturas de transportes*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- ATIC, 1993. Associação de Normas Técnicas da Indústria do Cimento. Pistas de Solo cimento. Boletim Técnico nº 13.
- Bash, E., 2015. Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *PhD Proposal*, 1.
- Carvalho, L.C., Morancho, A.M. & Garcia-Tornel, Alejandro J., 2002. Estudio experimental del comportamiento mecánico de suelos cementados no saturados.
- CEN, 2013. EN 14227: Misturas tratadas com ligantes hidráulicos - Parte 10: Solo tratado com cimento.
- Consoli, N.; Viana da Fonseca, A.; Foppa, D.; Festugato, L.; (2005) Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados, Porto Alegre.
- Consoli, N.C. et al., 2007. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), pp.197–205.
- Consoli, N.C., Cruz, R.C. & Floss, M.F., 2011. Variables controlling strength of artificially cemented sand: Influence of curing time. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(5), pp.692–696.
- Coutinho, A. de S. & Gonçalves, A., 1994. *Fabrico e Propriedades do Betão - Volume III* L. N. de E. Civil, ed., Lisboa.
- Cristelo, N., 2001. *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*. Universidade

do Minho.

Dias, J., 2011. *Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas*. FCT - UNL.

Foppa, D., 2005. Análise de variáveis - chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. , p.144.

Hebib, S. & Farrel, E.R., 1999. Some Experiences of Stabilizing Irish Organic Soils. *Proceeding of Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*, pp.81–84.

Horpibulsuk, S. et al., 2011. Strength development in cement admixed Bangkok clay: laboratory and field investigations. *Soils and Foundations*, 51(2), pp.239–251.

Ingles, O.G. & Metcalf, J.B., 1973. *Soil Stabilization: Principles and Practice*, Califórnia: Universidade da Califórnia.

Lanarch W. J. (1960); Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures. *Civil Engineering and Public Works Reviews*. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.

LNEC, 1966. Especificação E 196-1966, Solos - Análise Granulométrica.

Makusa, G.P., 2012. Soil stabilization methods and materials. , p.38. Available at: http://pure.ltu.se/portal/files/42050076/Soil_stabilization_methods_and_materials.pdf.

Minguela, J. dias, 2007. Suelo cemento, Explanadas estabilizadas y capas de firme tratadas con cemento. In Barcelona, p. 217. Available at: http://www.ieca.es/Uploads/docs/MANUAL_DE_ESTABILIZACION_DE_SUELOS_CON_CEMENTO_O_CAL.pdf.

Moraes, R.R. De et al., 2010. Estimativa da Resistência à Compressão Diametral de um Solo Cimentado Reforçado com Fibras de Polipropileno. , pp.1–5.

Pereira, A.C.M.R., 2009. *Índice volumétrico “vazios-cimento” para avaliação de resistência e rigidez em areia grossa uniforme - Generalização a outros solos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Pereira, O.A., 1970. Estabilização de solos, Curso de especialização 108.

Pinto, N.M.S.A., 2009. *Contribuição para o estudo da combinação de cal com cimento no tratamento de solos*. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Raj, P., 2005. *Ground Improvement Techniques*, India: Laxmi Publications.

- Rios, S., 2009. *A general framework for the geomechanical characterisation of artificially cemented soil*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sherwood, P., 1993. *Soil stabilization with cement and lime. State of the Art Review*, London.
- Vitali, O., 2008. *Efeito da Composição de Misturas de Solo cimento nos Parâmetros de Rigidez e de Resistência*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Vitali, O., 2012. Efeito da Composição de Misturas de Solo cimento nos Parâmetros de Rigidez e de Resistência. , d(1960).
- Yu, H. et al., 2014. Effect of cation exchange capacity of soil on stabilized soil strength. *Soils and Foundations*, 54(6), pp.1236–1240. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2014.11.016>.