



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## **Estudos de Formulação de Solo-Cimento e Solo-Cal e Respectivas Aplicações**

**Jorge Filipe Ribeiro dos Santos**





**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## **Estudos de Formulação de Solo-Cimento e Solo-Cal e Respectivas Aplicações**

**Jorge Filipe Ribeiro dos Santos**

**Nº 960273**

*Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Eng. Nuno Bravo Faria de Cruz, Professor convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro e do Dr. José Carvalho, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*



## **Júri**

### **Presidente**

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

*Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Nuno Bravo Faria de Cruz

*Professor Convidado, Departamento de Geociências, Universidade de Aveiro*

Dr. José Hermenegildo Tavares de Freitas Carvalho

*Equiparado a Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes

*Equiparado a Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

*Instituto Superior de Engenharia do Porto*



*Dedico esta tese à Ana, por todo o apoio, cumplicidade, companheirismo, bons conselhos, paciência e carinho demonstrado ao longo de toda esta jornada. Obrigado por tudo!*



## **Agradecimentos**

Ao terminar este trabalho não poderia deixar de expressar o meu agradecimento a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a sua realização, em especial:

- Aos meus orientadores Eng. Nuno Cruz e Eng. José Carvalho pela orientação, apoio e interesse manifestado ao longo deste trabalho;
- ao Laboratório Central da Mota-Engil e a toda a sua equipa, a qual me orgulho de coordenar, em particular à Eng.<sup>a</sup> Carla Sousa e ao Sr. Alfredo Cunha pela total disponibilidade na execução e tratamento dos resultados laboratoriais que sem os mesmos não seria possível elaborar este trabalho;
- ao Sr. Carlos Alberto Guedes que garantiu os ensaios laboratoriais e acompanhamento dos trabalhos efectuados na frente de obra;
- ao colega Eng. Eduardo Neves por toda a ajuda e troca de opiniões muito interessantes e que muito contribuíram para a realização deste trabalho.



### ***Palavras-chave***

*Solo, Cimento, Cal, Formulação, Aplicação*

### **Resumo**

Este trabalho teve como objectivo descrever os aspectos mais relevantes, ligados ao tratamento de solos com cimento e ao melhoramento de solos com cal, com um destaque particular para a aplicação das técnicas num contexto de obras rodoviárias.

Pretende-se também, descrever a metodologia dos estudos de formulação em laboratório cujo objectivo é otimizar a percentagem de ligante hidráulico a utilizar no melhoramento ou tratamento dos solos. É também objectivo, descrever a aplicação das referidas técnicas em contexto de obra, bem como o controlo da qualidade das mesmas.

Os casos práticos apresentados neste trabalho referem-se a duas obras realizadas pela empresa Mota-Engil, sendo que a solução relacionada com o tratamento de solos com cimento foi aplicada numa obra rodoviária em regime de concessão na zona norte do país, enquanto que a solução de melhoramento de solos com cal foi aplicada numa obra aeroportuária localizada no aeroporto de Lisboa.



**Keywords**

Soil, Cement, Lime, Formulation, Application

**Abstract**

This work had a purpose to describe the most relevant aspects related to the treatment of soils with cement and to the improvement of soils with lime, with a prominence for the application of the techniques in a context of road works.

It is also intended, to describe the methodology of the formulation studies in laboratory witch purpose is to optimize the percentage of hydraulic bounds to use in the improvement or treatment of soils. It is also intended to describe the application of the referred techniques in road work context, as well as the quality control.

The practical cases presented in this work refer to two works accomplished by the company Mota-Engil, and the solution related with the treatment of soils with cement was applied in a road work in a concession in the north of the country, while the solution of improvement of soils with lime was applied in a road work located in the airport of Lisbon.



# ÍNDICE

<b>1. Introdução geral</b> .....	2
1.1. Objectivos dos tratamentos dos solos .....	2
1.2. Historial do desenvolvimento dos ensaios de solo-cimento .....	4
1.3. Historial do desenvolvimento dos ensaios de solo-cal .....	5
<b>2. O cimento</b> .....	9
2.1. Definição, história e processo de fabrico do cimento .....	10
2.1.1. Definição de cimento .....	10
2.1.2. História do cimento .....	10
2.1.3. Processo de fabrico .....	12
2.1.3.1. Extracção das matérias-primas .....	12
2.1.3.2. Preparação, transporte, armazenagem e pré-homogeneização ...	12
2.1.3.3. Obtenção do cru .....	12
2.1.3.4. O forno e a cozedura .....	13
2.1.3.5. Moagem de clínquer e armazenagem de cimento .....	13
2.2. Normalização dos cimentos .....	13
2.3. Tipos de cimento .....	14
2.4. Constituintes principais do cimento .....	14
2.5. Constituintes adicionais minoritários .....	15
2.6. Nomenclatura dos cimentos produzidos em Portugal .....	15
2.7. Resistência mecânica .....	15
2.8. Composição e principais características dos vários tipos de cimento ..	16
<b>3. A cal</b> .....	20
3.1. Evolução histórica .....	20
3.2. Formação, classificação e caracterização da cal .....	21
3.3. Normalização da cal .....	24
<b>4. O comportamento e interacção dos diferentes constituintes da mistura de solo-cimento</b> .....	26
4.1. Introdução .....	26
4.2. Os materiais constituintes .....	26
4.2.1. Solos .....	26
4.2.2. O cimento .....	27
4.3. Factores que influenciam a correcta hidratação dos cimento .....	29
4.3.1. Os efeitos físicos e mecânicos .....	29
4.3.1.1. A granulometria dos solos .....	29
4.3.1.2. Preparação do solo .....	31
4.3.1.3. A correcta distribuição da dosagem de ligante .....	31

4.3.1.4. O teor de humidade, a compactação e controlo de qualidade .....	31
4.3.2. As reacções químicas entre solos e ligantes .....	32
4.3.2.1. Solos com elevados teores de matéria orgânica .....	32
4.3.2.2. Reacção de solos caulíníticos com os sulfatos .....	32
4.3.2.3. Solos ricos em sulfatos (gesso; anidrite) .....	33
4.3.2.4. Solos caulíníticos ou com elevados teores de sulfatos .....	33
4.4. Medidas construtivas para optimização do solo-cimento .....	35
4.4.1. Solos com teores de humidade elevados .....	35
4.4.2. Solos argilosos .....	35
4.4.3. Solos com matéria orgânica .....	36
<b>5. Principais factores que influenciam a estabilização de solos com cal e acção imediata da cal na estabilização de um solo .....</b>	<b>38</b>
5.1. Principais factores que influenciam a estabilização de solos com cal...	38
5.1.1. Introdução .....	38
5.1.2. Tipo de solo .....	38
5.1.3. Tipo e quantidade de cal .....	39
5.1.4. Peso volúmico .....	41
5.1.5. Teor em água .....	42
5.1.6. Condições e tempo de cura .....	42
5.2. Acção da cal na estabilização de um solo .....	43
5.2.1. Introdução .....	43
5.2.2. Granulometria .....	43
5.2.3. Teor em água .....	43
5.2.4. Plasticidade .....	44
5.2.5. Compactação .....	44
<b>6. Estudo económico .....</b>	<b>48</b>
6.1. Introdução .....	48
6.2. Análise comparativa da execução de aterro tratado e não-tratado .....	48
6.3. Aspectos económico-financeiros .....	50
<b>7. Solo-cimento (Caso prático) .....</b>	<b>54</b>
7.1. Introdução .....	54
7.2. Dimensionamento do pavimento .....	54
7.2.1. Determinação dos critérios de ruína .....	54
7.2.2. Condições climatéricas .....	56
7.2.3. CBR de projecto .....	56
7.2.4. Classe de fundação .....	57
7.2.5. Características mecânicas dos materiais da estrutura do pavimento	57

7.2.5.1. Solo de fundação .....	57
7.2.5.2. Camadas de solos tratados com ligantes hidráulicos .....	57
7.2.5.3. Misturas betuminosas .....	57
7.2.5.4. Verificação da estrutura do pavimento .....	59
7.2.5.4.1. Tráfego .....	59
7.2.5.4.2. Estrutura de pavimento preconizada para a Plena Via .....	60
7.2.5.4.3. Verificação da estrutura do pavimento apresentada .....	60
7.3. Estudo laboratorial .....	62
7.3.1. Características físicas e mecânicas dos materiais .....	62
7.3.2. Tipo de materiais utilizados .....	63
7.3.3. Metodologia do estudo laboratorial .....	63
7.3.4. Análise dos resultados iniciais .....	66
7.4. Processo construtivo em trecho experimental .....	69
7.5. Avaliação do modulo de deformabilidade da mistura de solo-cimento através da prensa PC-DIAM .....	73
7.5.1. Introdução .....	73
7.5.2. Descrição do equipamento .....	74
7.5.3. Preparação dos provetes .....	76
7.5.4. Compressão diametral dos provetes .....	78
7.5.5. Análise dos resultados .....	79
7.6. Considerações finais .....	83
<b>8. Solo-cal(Caso prático)</b> .....	86
8.1. Introdução .....	86
8.2. Descrição de obra .....	86
8.3. Prospecção geotécnica .....	87
8.3.1. Execução dos poços de amostragem .....	87
8.3.2. Enquadramento geológico .....	88
8.3.3. Zonamento geotécnico .....	89
8.4. Estudo dos solos existentes na obra .....	91
8.4.1. Características dos solos tratados com cal a utilizar em leito de pavimento .....	91
8.4.2. Ensaio de caracterização de solos .....	93
8.5. Estudo de solo-cal .....	97
8.5.1. Introdução .....	97
8.5.2. Características da cal utilizada na execução do estudo laboratorial..	97
8.5.3. Estudo laboratorial .....	98
8.5.3.1. Ensaio de equivalente de areia .....	98
8.5.3.2. Ensaio de compactação .....	99

<b>8.5.3.3.</b> Ensaio de IPI - Índice portante imediato .....	100
<b>8.5.3.4.</b> Ensaio de CBR .....	100
<b>8.5.4.</b> Análise dos resultados obtidos através dos ensaios laboratoriais e "In situ" no aterro experimental .....	100
<b>8.5.4.1.</b> Ensaio de equivalente de areia .....	100
<b>8.5.4.2.</b> Ensaio de compactação e de IPI .....	101
<b>8.5.4.3.</b> Ensaio de CBR .....	102
<b>8.5.4.4.</b> Ensaio de compressão uniaxial .....	103
<b>8.5.4.5.</b> Ensaio de sensibilidade à água .....	105
<b>8.5.4.6.</b> Ensaio de determinação do valor de pH .....	107
<b>8.5.5.</b> Execução do aterro experimental .....	108
<b>8.5.6.</b> Ensaio de carga em placa no aterro experimental .....	109
<b>8.5.7.</b> Campanha de ensaios no leito de pavimento .....	111
<b>8.5.8.</b> Análise dos resultados obtidos através dos ensaios laboratoriais e "In situ" no leito de pavimento .....	113
<b>8.6.</b> Considerações finais .....	118
<b>9.</b> Conclusões.....	122
<b>10.</b> Referências Bibliográficas.....	126

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> – Pedras da ilha de Portland.....	11
<b>Figura 3.1</b> – Aspecto geral do calcário.....	21
<b>Figura 3.2</b> – Aspecto geral do calcário após a calcinação.....	21
<b>Figura 3.3</b> – Observação microscopia da cal aérea hidratada.....	22
<b>Figura 3.4</b> – Cal apagada .....	23
<b>Figura 3.5</b> – Leite em Cal.....	23
<b>Figura 3.6</b> – Esquema de fabrico da cal hidráulica.....	23
<b>Figura 4.1</b> – Microfotografia óptica (200x) de uma mistura de solo-cimento – solo arenoso, bem graduado, com 8% de cimento.....	29
<b>Figura 4.2</b> – Microfotografia óptica (200x) de um betão corrente, onde se pode observar o aspecto das ligações entre pasta de cimento e o inerte fino.....	30
<b>Figura 4.3</b> - Microfotografia (200x) de uma mistura de solo-cimento com areias monogranulares e 8% de cimento.....	30
<b>Figura 7.1</b> – Estrutura do pavimento em estudo .....	60
<b>Figura 7.2</b> – Aspecto da prensa de compressão simples.....	66
<b>Figura 7.3</b> – Provete após compressão simples.....	66
<b>Figura 7.4</b> – Aspecto da prensa de compressão diametral .....	66
<b>Figura 7.5</b> – Provete após compressão diametral .....	66
<b>Figura 7.6</b> – Espalhamento do solo com a motoniveladora.....	70
<b>Figura 7.7</b> – Espalhamento do ligante .....	70
<b>Figura 7.8</b> – Controlo da percentagem de cimento .....	71
<b>Figura 7.9</b> – Misturadora pulverizadora RACO 250 .....	71
<b>Figura 7.10</b> – Aspecto da mistura após passagem da RACO 250 e controlo do teor em água .....	72
<b>Figura 7.11</b> – Compactação na fase inicial (cilindro de rolo) .....	72
<b>Figura 7.12</b> – Ensaio com a Viga Benkelman .....	73
<b>Figura 7.13</b> – Aspecto geral do equipamento de ensaio.....	74
<b>Figura 7.14</b> – Extensómetro e transdutor de deslocamento .....	75
<b>Figura 7.15</b> – Aspecto da colocação do provete no extensómetro .....	76
<b>Figura 7.16</b> – Equipamento de moldagem .....	76
<b>Figura 7.17</b> – Introdução do solo no molde .....	77
<b>Figura 7.18</b> – Moldagem do solo dentro do molde .....	78
<b>Figura 7.19</b> – Extracção do provete compactado .....	78
<b>Figura 7.20</b> – Preparação do provete para cura .....	78
<b>Figura 7.21</b> – Pesagem do provete .....	79

<b>Figura 7.22</b> – Rotura do provete .....	79
<b>Figura 8.1</b> – Local da prospecção Geotécnica .....	87
<b>Figura 8.2</b> – Execução dos poços de amostragem .....	88
<b>Figura 8.3</b> – Extracto da Carta Geológica de Lisboa com a localização da área estudada .....	88
<b>Figura 8.4</b> – Planta de localização de sondagens e poços .....	90
<b>Figura 8.5</b> – Perfil geológico interpretativo (A-A') .....	91
<b>Figura 8.6</b> – Perfil geológico interpretativo (B-B') .....	91
<b>Figura 8.7</b> – Ensaio de Equivalente de Areia .....	99
<b>Figura 8.8</b> – Compactador Proctor .....	99
<b>Figura 8.9</b> – Ensaio de CBR .....	100
<b>Figura 8.10</b> – Ensaios de sensibilidade à água (Provetes após moldagem) .....	106
<b>Figura 8.11</b> – Ensaios de sensibilidade à água (Provetes após 1 hora de imersão) .....	106
<b>Figura 8.12</b> – Ensaios de sensibilidade à água (Provetes após 7 dias de imersão) .....	107
<b>Figura 8.13</b> – Regularização da camada de fundação .....	108
<b>Figura 8.14</b> – Espalhamento da cal .....	108
<b>Figura 8.15</b> – Compactação da camada .....	109
<b>Figura 8.16</b> – Trecho estudado na camada de Leito de Pavimento .....	112

## ÍNDICE DE QUADROS

<b>Quadro 2.1</b> – Requisitos mecânicos e físicos expressos como valores característicos especificados.....	16
<b>Quadro 2.2</b> – Características médias dos cimentos.....	17
<b>Quadro 3.1</b> – Classificação dos vários tipos de cal.....	24
<b>Quadro 4.1</b> – Parâmetros limites de utilização do solo-cimento .....	27
<b>Quadro 5.1</b> – Critérios de utilização da cal viva e da cal hidratada (SETRA/LCPC) .....	40
<b>Quadro 5.2</b> – Critérios de utilização da cal viva e da cal hidratada (CT nº12 - PIARC) .....	41
<b>Quadro 6.1</b> – Análise comparativa entre custos de construção de aterro com materiais provenientes de empréstimo e com solos tratados no local da obra .....	49
<b>Quadro 7.1</b> – Temperaturas de cálculo das misturas betuminosas .....	56
<b>Quadro 7.2</b> – Características mecânicas do solo de fundação .....	57
<b>Quadro 7.3</b> – Características mecânicas do solo-cimento .....	57
<b>Quadro 7.4</b> – Modulo de rigidez do betume .....	58
<b>Quadro 7.5</b> – Modulo de rigidez da mistura .....	59
<b>Quadro 7.6</b> – Módulos de deformabilidade adoptados no dimensionamento das camadas betuminosas .....	59
<b>Quadro 7.7</b> – Extensões admissíveis para a estrutura do pavimento .....	61
<b>Quadro 7.8</b> – Extensões calculadas para a estrutura do pavimento .....	61
<b>Quadro 7.9</b> – Características dos solos a tratar com cimento .....	62
<b>Quadro 7.10</b> – Características dos solos tratados com cimento .....	62
<b>Quadro 7.11</b> – Ensaio de caracterização do solo utilizado no estudo de formulação .....	63
<b>Quadro 7.12</b> – Ensaio de caracterização do cimento utilizado no estudo de formulação .....	63
<b>Quadro 7.13</b> – Resumo dos resultados de caracterização do solo .....	64
<b>Quadro 7.14</b> – Ensaio Proctor modificado sobre as misturas de solo-cimento .....	65
<b>Quadro 7.15</b> – Resumo dos resultados de compressão diametral e simples .....	67
<b>Quadro 7.16</b> – Peso dos provetes a moldar .....	77
<b>Quadro 7.17</b> – Resistência à tracção e Módulo secante .....	80
<b>Quadro 7.18</b> – Extensões recalculadas em função do módulo determinado em laboratório .....	82
<b>Quadro 8.1</b> – Características mecânicas das zonas geotécnicas .....	89
<b>Quadro 8.2</b> – Características do solo a utilizar em camadas de Leito de Pavimento .....	92
<b>Quadro 8.3</b> – Características do solo a tratar com cal .....	92
<b>Quadro 8.4</b> – Características do solo a tratar com cal .....	92
<b>Quadro 8.5</b> – Ensaio laboratoriais realizados nas amostras de prospecção .....	93

<b>Quadro 8.6</b> – Verificação do cumprimento das exigências para utilização em camada de Leito de Pavimento (Prospecção Lote 1) .....	94
<b>Quadro 8.7</b> – Verificação do cumprimento das exigências para utilização em camada de Leito de Pavimento (Prospecção Lote 2) .....	94
<b>Quadro 8.8</b> – Verificação do cumprimento das exigências para tratamento do solo do stock com cal .....	95
<b>Quadro 8.9</b> – Campanha de prospecção do lote 1 .....	96
<b>Quadro 8.10</b> – Campanha de prospecção do lote 2 .....	96
<b>Quadro 8.11</b> – Propriedades da cal utilizada no estudo laboratorial .....	97
<b>Quadro 8.12</b> – Ensaio laboratoriais .....	98
<b>Quadro 8.13</b> – Ensaio de Equivalente de Areia ao stock antes e após a adição de cal .....	101
<b>Quadro 8.14</b> – Resumo dos resultados dos ensaios de compactação e IPI ..	101
<b>Quadro 8.15</b> – Resumo dos resultados dos ensaios de CBR .....	102
<b>Quadro 8.16</b> – Resumo dos resultados dos ensaios de Compressão Uniaxial .....	113
<b>Quadro 8.17</b> – Resumo dos resultados dos ensaios de Compressão Uniaxial adicionais .....	104
<b>Quadro 8.18</b> – Resumo dos resultados dos ensaios de carga em placa – Trecho Experimental .....	110
<b>Quadro 8.19</b> – Ensaio de determinação da cal real .....	113
<b>Quadro 8.20</b> – Caracterização do solo aplicado no leito de pavimento antes e após a aplicação da cal .....	115
<b>Quadro 8.21</b> – Resumo dos resultados dos ensaios de carga em placa – Leito de Pavimento .....	117

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 4.1</b> – Comparação da resistência à compressão aos 3 e 28 dias de provetes de solo-cimento preparados com cimento tipo I 42.5N e II 32.5N realizado no Lab. Betões da Secil.....	28
<b>Gráfico 4.2</b> – Resistência aos sulfatos de um solo-cimento preparado com cimento II 32.5N e IV 32.5N .....	34
<b>Gráfico 4.3</b> – Comparação da resistência à compressão de provetes cilíndricos de três misturas com cimento, cal e cimento+cal realizados no Lab. Betões da Secil .....	36
<b>Gráfico 5.1</b> – Influência do tipo de cura e do tipo de cal na redução do Índice de Plasticidade .....	44
<b>Gráfico 7.1</b> – Compressão diametral aos 7 dias .....	67
<b>Gráfico 7.2</b> – Compressão diametral aos 28 dias .....	68
<b>Gráfico 7.3</b> – Compressão simples aos 28 dias .....	68
<b>Gráfico 7.4</b> – Compressão diametral aos 7 dias .....	81
<b>Gráfico 7.5</b> – Compressão diametral aos 28 dias .....	81
<b>Gráfico 7.6</b> – Módulo de deformabilidade aos 28 dias .....	81
<b>Gráfico 8.1</b> – Curvas de compactação .....	102
<b>Gráfico 8.2</b> – Curvas de IPI .....	102
<b>Gráfico 8.3</b> – Ensaio CBR .....	103
<b>Gráfico 8.4</b> – Ensaio de compressão uniaxial .....	104
<b>Gráfico 8.5</b> – Ensaio de compressão uniaxial (Provetes adicionais) .....	105
<b>Gráfico 8.6</b> – Ensaio de determinação de pH .....	107
<b>Gráfico 8.7</b> – Evolução do módulo de deformabilidade em função do tempo e da percentagem de cal .....	110
<b>Gráfico 8.8</b> – Evolução da rigidez com a percentagem de cal em função do tempo .....	111
<b>Gráfico 8.9</b> – Evolução do EA em função da percentagem de cal .....	113
<b>Gráfico 8.10</b> – Evolução do AM em função da percentagem de cal .....	114
<b>Gráfico 8.11</b> – Evolução do Baridade máxima em função da percentagem de cal .....	114
<b>Gráfico 8.12</b> – Evolução do Teor em água óptimo em função da percentagem de cal .....	116
<b>Gráfico 8.13</b> – Evolução do CBR (2.5mm) em função da percentagem de cal .....	116
<b>Gráfico 8.14</b> – Evolução da percentagem de finos em função da percentagem de cal .....	117
<b>Gráfico 8.15</b> – Evolução da rigidez em função da percentagem de cal aplicada no Leito de Pavimento .....	118

CAPÍTULO 1

---

**INTRODUÇÃO**

# 1. INTRODUÇÃO

## 1. 1. OBJECTIVOS DOS TRATAMENTOS DOS SOLOS

O interesse do tratamento de solos pode ser analisado sobre três prismas:

- Protecção do ambiente: a reutilização de solos provenientes "da linha" conduz a uma economia de materiais mais nobres evitando a degradação do ambiente, à custa de se minimizar o recurso a manchas de empréstimo e à colocação de materiais a depósito.
- Economia de energia: os meios de transporte e as distâncias de transporte são fortemente reduzidos, donde resulta também uma redução dos custos e dos inconvenientes.
- Vantagens técnicas: em geral, as vantagens do tratamento são excelentes, permitindo uma redução nas espessuras das camadas.

O tratamento de solos com cimento e com cal é cada vez mais utilizado em Portugal, sobretudo na construção rodoviária, e resulta dos imperativos económicos associados a uma preocupação ambiental crescente. O desenvolvimento desta técnica construtiva está associado ao progresso tecnológico verificado nos últimos anos, permitindo actualmente rendimentos bastante interessantes e uma boa qualidade de construção.

No âmbito das técnicas de modificação das características dos materiais é habitual utilizar-se a seguinte terminologia (Bell, 1993):

- Tratamento: termo geral para designar um procedimento destinado a modificar um material afim que este possa desempenhar as funções às quais se destina.
- Melhoramento: operação que consiste em melhorar, mesmo que temporariamente, as características geotécnicas de um material, principalmente para poder ser utilizado ou aplicado com os equipamentos tradicionais de terraplenagens.
- Estabilização: operação que consiste em aumentar significativamente (geralmente a médio e longo prazo) as características mecânicas de um solo, de modo a induzi-lo num estado definitivo de estabilidade, sobretudo em relação à acção da água e do gelo.

Assim, um tratamento pode ser proposto com vista à utilização "in situ" ou à reutilização para aterro de um solo fino num estado muito húmido. O objectivo é portanto um efeito rápido no

comportamento do solo que possibilite a circulação dos equipamentos de obra e a execução das terraplenagens, embora sem se pretenderem características mecânicas elevadas. No caso em que se pretenda utilizar esse mesmo solo numa camada estrutural de um pavimento, então, o objectivo será melhorar ou estabilizar o material de modo a obter-se um ganho significativo das suas características mecânicas e torná-lo insensível à água. Trata-se, neste caso, duma alteração das propriedades do solo para o transformar num material estrutural. Em ambos os casos a escolha do agente de tratamento é função do tipo de solo, do seu estado hídrico e das condições atmosféricas existentes na altura do melhoramento ou estabilização.

No caso do solo-cimento, o objectivo do tratamento é o de melhorar as características iniciais do solo. Assim, este tratamento pode ser utilizado em materiais pouco plásticos, com teores em água elevados, que nestas condições não serão adequados para a execução dos trabalhos de terraplenagem. Contudo, a utilização principal do cimento visa obter ganhos consideráveis nas características mecânicas e uma maior estabilidade do comportamento do solo sob a influência do teor em água.

A estabilização de solos com cal produz melhorias significativas na textura e estrutura do solo, reduzindo rapidamente o teor em água devido a fenómenos de reacções caloríficas, aumentando a trabalhabilidade do material através da redução da plasticidade e de alterações granulométricas por aglomeração das partículas mais finas do material (National Lime Association, 2004).

Na área da engenharia rodoviária, o tratamento do solo com cimento e/ou cal, aplica-se quer nas terraplenagens para execução de aterros, quer nas camadas de leito de pavimento, bases e sub-bases.

Para efeitos de utilização de materiais a aplicar em camadas de leito de pavimento, em que parte deste trabalho incide, o melhoramento ou estabilização de solos, tem como objectivo garantir a aplicação do material na fundação do pavimento, através da melhoria das suas características geotécnicas, bem como através da estabilização das propriedades mecânicas e hidráulicas do material (Neves, 2008).

Os mecanismos envolvidos no tratamento dos solos com cimento são a diminuição do teor em água, devido, por um lado, à adição de um material seco (cimento) e, por outro lado, ao arejamento produzido durante a mistura, e a acção química, devido à cristalização do cimento, criando ligações rápidas e duráveis entre as partículas do solo.

## 1.2. HISTORIAL DO DESENVOLVIMENTO DOS ENSAIOS DE SOLO-CIMENTO

A utilização do cimento na estabilização parece remontar a 1917 quando J.H. Amies apresentou uma patente no EUA de mistura de solo-cimento designada de "Soilamines". No Reino Unido parece ter-se começado a aplicar a técnica em 1920, em experiências envolvendo a adição de cimento ao solo para construção de casas. A aplicação corrente começaria apenas em 1939 quando o "Transport and Road Research Laboratory", seguindo a experiência Americana, conduziu um programa de ensaios de laboratório e de realização de trechos experimentais.

Em Portugal, foi nas antigas colónias de Moçambique, em primeiro lugar, e Angola, posteriormente, que se realizaram os primeiros trechos experimentais, após a 2ª Guerra Mundial, a que se seguiu quase imediatamente a aplicação em grande escala. No continente, verificou-se durante largos anos um adormecimento generalizado desta técnica com apenas alguns exemplos pontuais. Nos últimos anos, contudo, são já bastantes as aplicações desta técnica de estabilização relacionada com a renovação e expansão da rede rodoviária nacional a que se vem assistindo actualmente.

Uma primeira descoberta, em 1935, foi que o ensaio Proctor aplicado pela primeira vez aos solos em 1920, era também aplicável às misturas de solo-cimento.

Além disso, verificou-se que o teor em água óptimo de compactação era suficiente para a hidratação do cimento. O ensaio normalizado de compactação de solo-cimento foi adoptado pela ASTM D 558 em 1944 e pela AASHTO T 134 em 1945. Em Portugal, o ensaio foi normalizado em 1972 através de especificação do LNEC E 262.

A partir deste ensaio foram posteriormente realizadas investigações para medir o efeito do teor em cimento, do teor em água e da massa volúmica nas propriedades físicas de misturas de solo-cimento compactadas. Como a quantidade de hidratação influencia os resultados finais, os provetes de solo-cimento permanecem geralmente 7 dias numa atmosfera de elevada humidade antes de serem ensaiados. Isto permite a hidratação de uma porção significativa do cimento.

Analisando os possíveis métodos de ensaio que poderiam ser usados para avaliar as misturas de solo-cimento, a Portland Cement Association recorreu, quer aos ensaios de solos, quer aos ensaios de betões. Assim, foram feitas considerações sobre os ensaios de compressão e tracção

que poderiam ser modificados para simular as forças internas de expansão e contracção produzidas pela variação de humidade e temperatura.

Contudo, estes ensaios foram considerados pouco representativos dos fenómenos em causa, visto que eles não simulavam nem a natureza dessas forças nem a respectiva amplitude. Contudo, foi verificado que o ensaio de molhagem-secagem e de gelo-degelo poderiam induzir forças internas semelhantes às resultantes das variações de humidade e temperatura para simular as forças de retracção. O ensaio de gelo-degelo foi desenvolvido para contemplar as forças internas de variação de humidade e temperatura.

Atendendo a que a humidade desempenha um papel importante na resistência dos solos e nos materiais de bases dos pavimentos é importante que esta tenha um papel predominante quer nos ensaios de molhagem-secagem, quer de gelo-degelo. O ensaio de molhagem-secagem é realizado com a imersão do provete durante cada ciclo de molhagem. No ensaio de gelo-degelo é permitido ao provete a absorção de água por capilaridade durante cada ciclo de degelo.

Estes ensaios utilizam um procedimento de escovagem com a finalidade de removerem a parte solta do material resultante dos ciclos alternados de molhagem-secagem, gelo-degelo. Doze ciclos para cada ensaio produzem resultados interpretáveis.

Os referidos ensaios foram desenvolvidos para determinar o teor em cimento mínimo capaz de produzir um material estrutural para resistir às variações de volume produzidas pelas variações de humidade e de temperatura.

Estes ensaios são normalizados através da ASTM D560 e AASHTO T135 e T136, respectivamente, para o ensaio de molhagem-secagem e gelo-degelo. Em Portugal o ensaio de molhagem-secagem foi contemplado em 1972, através da especificação LNEC E 263. Em relação ao ensaio de gelo-degelo não foi feita qualquer especificação, visto este ensaio não se justificar para as condições climatéricas portuguesas.

### **1.3. HISTORIAL DO DESENVOLVIMENTO DOS ENSAIOS DE SOLO-CAL**

A cal era já utilizada como material ligante, misturada ou não com outros produtos, antes mesmo dos Romanos terem desenvolvido a sua técnica de aplicação. De facto, os primeiros vestígios de produção industrial de cal surgem no Egipto, cerca de 3000 anos a.c, quando as pirâmides foram

construídas com blocos de calcário ligados entre si por um ligante constituído por uma mistura de cal e gesso. Contudo, foram os Romanos que desenvolveram as primeiras grandes aplicações da cal em geotecnia, nomeadamente na secagem de terrenos e na fixação das lajes de algumas das suas estradas às plataformas.

As utilizações tecnicamente evoluídas introduzidas pela civilização Romana mantiveram-se praticamente inalteráveis até meados da Idade Média, altura em que foram descobertas outras aplicações para a cal, como a projecção, por parte dos soldados franceses, de cal viva sobre os seus inimigos na guerra de 1217.

Contudo, foi preciso esperar até ao século 18 para se assistir a uma abordagem científica e a uma exploração industrial da cal: o químico inglês Joseph Black escreveu as reacções que ocorrem durante a fabricação da cal, e mais concretamente na expulsão do dióxido de carbono. Este trabalho foi completado no século 19 por Vicat e Debray, quando foram identificadas todas as propriedades físico-químicas do produto, bem como todos os tipos de cal e suas utilizações. No fim do século 19 e início do século 20, o considerável desenvolvimento industrial favorece a criação de vários centros de produção na Europa e nos Estados Unidos.

Em Portugal, na época, a situação da produção industrial de cales aéreas é descrita por Castro E. e Serafim Luís (1974) como, embora existam bastantes fornos, não estava ainda convenientemente industrializada nem normalizados os diversos tipos da mesma. Esta caracterização da indústria de produção de cales aéreas corresponde à realidade do sector na época mas apenas no que diz respeito à produção para comercialização, já que as unidades produtoras de pasta de papel, uma das fábricas da Siderurgia Nacional situada no Seixal, e uma importante unidade da indústria química, todos auto-consumidores, estariam, à época, já equipados com instalações industriais de produção de cal.

O mercado consumidor de cal sofreu, nas décadas de oitenta e noventa, uma profunda evolução, tanto quantitativa como qualitativas das aplicações de natureza industrial (siderurgia, minas, química, tratamento de águas, tratamento de efluentes líquidos e gasosos, papel, inertização de resíduos industriais, geotecnia, etc.), com requisitos de qualidade e consistência de características cada vez mais rigorosos. Do ponto de vista tecnológico, o sector teve uma evolução profunda na década de oitenta, com a instalação e entrada em funcionamento de algumas novas unidades de produção, equipadas com modernos fornos contínuos, tendência que se acentuou nos anos

noventa (tecnologias suíça, italiana e francesa). Esta tendência evolutiva acentuou-se, sobretudo, durante a década de noventa, podendo afirmar-se que operam hoje, em Portugal, unidades industriais que ombreiam com as mais modernas da Europa, em co-existência com alguma produção artesanal de cal, nalguns casos de boa qualidade, mas cujas operações têm uma dimensão extremamente limitada, e cujo mercado vocacional se confina à construção civil quase em exclusivo.



CAPÍTULO 2

---

**O CIMENTO**

## **2. O CIMENTO**

### **2.1. DEFINIÇÃO, HISTÓRIA E PROCESSO DE FABRICO DO CIMENTO**

#### **2.1.1. DEFINIÇÃO DE CIMENTO**

O cimento é um ligante hidráulico, ou seja, é um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que faz presa e endurece devido a reacções e processos de hidratação e que depois do seu endurecimento, conserva a sua resistência mecânica e estabilidade mesmo debaixo de água.

O cimento, segundo a norma NP EN 197-1, é designado por CEM, sendo que o seu endurecimento hidráulico é fundamentalmente devido à hidratação dos silicatos de cálcio, embora outros compostos químicos, tais como os aluminatos, possam também participar no processo de endurecimento.

#### **2.1.2. HISTÓRIA DO CIMENTO**

Desde que as civilizações começaram a fazer as primeiras tentativas no domínio da construção, que se começou a procurar um material que unisse as pedras numa massa sólida e coesa.

Os Assírios e Babilónios usaram primeiro a argila como material ligante, enquanto que os Egípcios descobriram a cal e o gesso, tornando desta forma possível erguer as famosas pirâmides do Egipto.

Seguiram-se algumas melhorias introduzidas pelos Gregos e finalmente os Romanos desenvolveram um cimento altamente durável, sendo que a maior parte das construções do Fórum Romano foram construídas à base duma espécie de betão. Os famosos Banhos Romanos, construídos por volta de 27 A.C., o Coliseu e a enorme Basílica de Constantino são exemplos da antiga arquitectura romana em que as argamassas de cimento foram utilizadas.

O segredo do sucesso do "caementum" dos Romanos resultou da combinação de cal com "pozolana", uma cinza vulcânica do Monte Vesúvio na zona de Pozzuoli, em que este processo permitia obter um cimento que oferecia maior resistência à acção da água, doce ou salgada. Esta "arte" perdeu-se durante a Idade Média e só voltou a reavivar-se com o surgimento do espírito científico característico do século XVIII, que viria a redescobrir o conceito de cimento hidráulico, cimento este que endurece, mesmo quando submerso.

Foi com o engenheiro britânico John Smeaton e a necessidade de construir uma estrutura sólida para a Eddystone Lighthouse na costa da Cornualha, em Inglaterra, que se levaram a cabo

numerosas experiências com argamassas em água doce e salgada, tendo-se descoberto um cimento à base de pedra de calcário, que com uma determinada proporção de argila endurecia debaixo de água, sendo este incorporado em 1759 na referida obra, tendo passado 126 anos sem ser necessária qualquer substituição.

Antes da descoberta do Cimento Portland, utilizavam-se grandes quantidades de cimento natural, obtido a partir da queima de uma mistura natural de calcário e argila. Como esta mistura ocorria na Natureza sem qualquer intervenção humana, as propriedades deste cimento variavam muito.



Figura 2.1 – Pedras da ilha de Portland

Em 1830, Joseph Aspdin patenteou o processo de fabrico de um ligante hidráulico, cujo método consistia em juntar proporções bem definidas de calcário e argila, reduzi-las a pó e calciná-las num forno, de forma a obter clínquer que era depois moído até se transformar em cimento.

O produto resultante, depois de moído, tinha cor e características semelhantes às das pedras da Ilha de Portland, daí ter-se-lhe dado o nome de cimento Portland.

Mais tarde, I.C. Johnson, em 1844, fixa as primeiras regras rigorosas que permitem calcular as misturas das matérias-primas e simultaneamente estabelece o controlo científico de todo o processo de fabrico.

O cimento Portland é hoje, tal como na altura de Aspdin, uma combinação química predeterminada e bem proporcionada, de cálcio, sílica, ferro e alumínio, sujeito a um processo de fabrico complexo, rigorosamente controlado e abarcando uma grande variedade de operações.

### **2.1.3. PROCESSO E FABRICO**

#### **2.1.3.1. EXTRACÇÃO DAS MATÉRIAS-PRIMAS**

A matéria-prima é constituída por uma mistura, em proporções bem determinadas, de calcário, marga e argila, à qual se adicionam, por vezes, materiais de correcção, tais como areia e minério de ferro.

A exploração de pedreiras é feita normalmente a céu aberto, seja em bancadas ou andares, seja em secções verticais a toda a altura da jazida do minério.

O desmonte da rocha pode ser mecânico ou com explosivos, sendo neste caso necessário realizar furação onde é introduzida a carga explosiva.

#### **2.1.3.2. PREPARAÇÃO, TRANSPORTE, ARMAZENAGEM E PRÉ-HOMOGENEIZAÇÃO**

O material, após extracção, apresenta-se em blocos com dimensões que podem ir até cerca de 1m<sup>3</sup>; é então necessário reduzir o seu tamanho a uma granulometria adequada para posterior utilização nas fases seguintes do fabrico, operação que é feita em britadores.

Numa fábrica de cimento é necessário prever uma armazenagem de grandes quantidades de matérias-primas, a fim de evitar perdas de produção e garantir trabalho em regime contínuo.

Essa armazenagem pode ser combinada com uma função de pré-homogeneização.

#### **2.1.3.3. OBTENÇÃO DE CRU**

As matérias-primas seleccionadas são depois dosificadas, tendo em consideração a qualidade do produto a obter (clínquer), operação que é controlada através de computadores de processo.

Definida a proporção das matérias-primas, elas são retomadas dos locais de armazenagem e transportadas para moinhos onde se produz o chamado "cru", isto é, uma mistura finamente moída, em proporções bem definidas, do conjunto das matérias-primas.

Nessa moagem são normalmente utilizados moinhos tubulares, de duas câmaras, com corpos moentes (bolas metálicas de diversos diâmetros), ou moinhos verticais de mós.

Em qualquer dos casos, é necessário secar as matérias-primas para a economia do processo, aproveita-se, com frequência, o calor contido nos gases de escape dos fornos, que simultaneamente fazem o transporte do cru do moinho ao silo de armazenagem.

#### **2.1.3.4. O FORNO E A COZEDURA**

O cru é depois cozido em fornos de tipo e dimensão que variam com a tecnologia de cada fabricante. O processo de cozedura começa a partir do momento em que o cru é extraído dos silos de armazenagem e introduzido no sistema de pré-aquecimento, onde circula em contracorrente com os gases de escape resultantes da queima do combustível.

O transporte do material através do forno faz-se pelo movimento de rotação e pelo seu grau de inclinação.

Às reacções químicas que se desenvolvem durante o processo dá-se o nome de "clínquerização" e ao produto formado chama-se "clínquer".

A partir dos 1450°C, em que a formação do clínquer deve ser completa, começa o processo de arrefecimento, primeiro com o encaminhamento da massa para a entrada dos arrefecedores e depois através destes.

#### **2.1.3.5. MOAGEM DE CLÍNQUER E ARMazenagem DE CIMENTO**

O cimento resulta da moagem fina de vários componentes, sendo o clínquer o componente maioritário, juntando-se gesso e aditivos (cinzas volantes, escórias de alto forno, etc.).

Nessa moagem podem utilizar-se moinhos verticais ou, mais comumente, moinhos tubulares, com uma, duas ou três câmaras, funcionando em circuito aberto ou circuito fechado. Quando em circuito fechado, utilizam-se "separadores" para rejeitar as partículas mais grossas, que retornam ao circuito de moagem.

Mais recentemente, com o objectivo de conseguir poupanças energéticas, têm-se utilizado sistemas de esmagamento prévio do clínquer ("roller-press").

Os materiais são moídos em proporções bem definidas, de acordo com o plano de qualidade e de modo a satisfazer as normas e especificações em vigor.

O cimento produzido é normalmente transportado por via pneumática ou mecânica e armazenado em silos ou armazéns horizontais.

### **2.2. NORMALIZAÇÃO DOS CIMENTOS**

A norma que tem por objectivo especificar a composição, os requisitos e os critérios de conformidade para os cimentos correntes é a NP EN 197-1, sendo que esta norma resulta da norma europeia EN 197-1 de 2000, revogando assim a anterior norma portuguesa NP 2064 (1991) "Cimentos – Definições, composição, especificações e critérios de conformidade".

### 2.3. TIPOS DE CIMENTO

De acordo com a norma NP EN 197-1 qualquer tipo de cimento designa-se por CEM, sendo agrupados em cinco tipos principais:

- CEM I – Cimento Portland
- CEM II – Cimento Portland composto
- CEM III – Cimento de alto forno
- CEM IV – Cimento pozolânico
- CEM V – Cimento composto

Esta classificação resulta da natureza e quantidade dos constituintes do cimento.

Em Portugal não se fabricam cimentos do tipo CEM III e CEM V.

### 2.4. CONSTITUINTES PRINCIPAIS DOS CIMENTOS

Os constituintes principais dos cimentos CEM são os seguintes, sendo apresentada a sua designação e símbolo correspondente, estando descrito na norma uma descrição mais aprofundada destes constituintes:

- Clínquer do cimento Portland (K)
- Escória granulada de alto forno (S)
- Materiais pozolânicos
- Pozolana natural (P)
- Pozolana natural calcinada (Q)
- Cinzas volantes
- Cinza volante siliciosa (V)
- Cinza volante calcária (W)
- Xisto cozido (T)
- Calcário (L,LL)
- Sílica de fumo (D)

## 2.5. CONSTITUINTES ADICIONAIS MINORITÁRIOS

São materiais inorgânicos especialmente seleccionados (naturais ou resultantes do processo de produção do clínquer) e que participam na composição final do cimento em quantidades limitadas a um máximo de 5% em massa.

A função destes constituintes é a de melhorar determinadas propriedades físicas do cimento (por exemplo a trabalhabilidade ou a capacidade de retenção de água) não devendo conduzir à redução da capacidade de resistência mecânica ou da protecção à corrosão das armaduras.

O sulfato de cálcio, um dos constituintes minoritários, é adicionado ao cimento durante o seu fabrico de forma a controlar a presa.

Qualquer produto que não exceda 1.0% da massa em cimento e cujo objectivo seja o de melhorar o fabrico ou as propriedades do cimento é considerado constituinte minoritário, com a excepção dos pigmentos.

## 2.6. NOMENCLATURA DOS CIMENTOS PRODUZIDOS EM PORTUGAL

Em Portugal são fabricados os seguintes tipos de cimentos:

- Cimento Portland CEM I 42.5 R
- Cimento Portland CEM I 52.5 R
- Cimento Portland de Calcário CEM II/B-L 32.5 N
- Cimento Portland de Calcário CEM II/A-L 42.5 R
- Cimento Pozolânico CEM IV/A (V) 32.5 R

## 2.7. RESISTÊNCIA MECÂNICA

As classes de resistência de referência são: classe 32.5, classe 42.5 e classe 52.5.

Os valores das classes de resistência correspondem ao valor mínimo de resistência à compressão aos 28 dias.

Considera-se a resistência aos primeiros dias de um cimento, a resistência à compressão aos 2 ou aos 7 dias, sendo determinada de acordo com a NP EN 196-1, devendo estar de acordo com os valores apresentados no quadro 2.1.

Para cada classe de resistência de referência, consideram-se duas classes de resistência aos primeiros dias, uma classe normal, indicada por N, e uma classe com resistência elevada, indicada por R.

Quadro 2.1 – Requisitos mecânicos e físicos expressos como valores característicos especificados

Classe de resistência	Resistência à compressão (MPa)				Tempo de início de presa	Expansibilidade
	Resistência aos primeiros dias		Resistência de referência			
	2 dias	7 dias	28 dias		(min)	(mm)
32.5 N	-	≥ 16.0	≥ 32.5	≤ 52.5	≥ 75	≤ 10
32.5 R	≥ 10.0	-				
42.5 N	≥ 10.0	-	≥ 42.5	≤ 62.5	≥ 60	
42.5 R	≥ 20.0	-				
52.5 N	≥ 20.0	-	≥ 52.5	-	≥ 45	
52.5 R	≥ 30.0	-				

A partir da análise deste quadro conclui-se que a norma estabelece valores mínimos para resistência aos primeiros dias, valores mínimos e máximo de resistência aos 28 dias, tempo mínimo para início de presa e valor máximo para a expansibilidade.

## 2.8. COMPOSIÇÃO E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS VÁRIOS TIPOS DE CIMENTO

Através do quadro 2.2 é possível avaliar as diferenças relativas entre as composições e características médias de cada cimento.

Quadro 2.2 – Características médias dos cimentos

		CEM IV/A (V) 32.5N	CEM II/B-L 32.5N	CEM II/A-L 42.5R	CEM I 42.5R
Composição	Núcleo de Cimento (%)				
	clínquer portland	65-70	70-75	80-92	95-100
	filer calcário	-	25-30	8-20	0-5
	cinzas volantes	30-35	-	-	-
	Gesso (%)	5	5	5	5
Características Químicas (%)	Perda ao fogo	3.10	10.70	5.60	1.50
	Resíduo insolúvel	27.20	2.20	1.40	1.30
	SiO <sub>2</sub>	40.89	16.95	18.57	21.08
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4.43	3.73	4.12	4.84
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.28	2.68	3.02	3.12
	CÃO	41.6	58.90	61.33	62.08
	SO <sub>3</sub>	2.94	2.98	3.15	3.19
	MgO	2.42	2.74	2.88	3.41
	Cloretos	0.02	0.02	0.03	0.02
		Cal livre	1.21	1.23	1.49
Características Físicas	Início presa (min)	134	129	123	104
	Fim de presa (min)	176	164	158	136
	Resíduo 45 micron (%)	3.4	12.7	7.2	4.4
	Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4790	4617	4065	3848
	Expansibilidade (mm)	0.5	0.8	0.8	0.9
	Água de pasta normal (%)	32.3	26.1	27.6	28.7
Características Mecânicas	<b>Resistência à flexão (MPa)</b>				
	2 dias	4.4	3.9	5.3	6.1
	7 dias	6.0	5.6	7.2	8.0
	28 dias	7.9	6.9	8.5	9.2
	<b>Resistência à compressão (MPa)</b>				
	2 dias	20.7	20.2	28.9	33.4
	7 dias	31.7	30.0	42.2	46.3
	28 dias	43.8	39.2	53.0	58.0



CAPÍTULO 3

---

**A CAL**

### 3. A CAL

#### 3.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA

A descoberta da cal remonta aos Egípcios e ao 4º milénio A.C., tendo sido utilizada na construção das pirâmides de Quéops, Quéfren e Miquerinos, construídas com blocos de calcário ligados entre si por um ligante constituído por uma mistura de cal e gesso. O calcário calcinado era hidratado naturalmente através da água da chuva.

Contudo a referencia à utilização da cal na era moderna pertence aos Romanos, onde era utilizada nos terrenos agrícolas e nas estradas, com o objectivo de reduzir o teor em humidade dos solos.

As utilizações tecnicamente evoluídas introduzidas pela civilização Romana mantiveram-se praticamente inalteráveis até meados da Idade Média, altura em que foram descobertas outras aplicações para a cal, como a projecção, por parte dos soldados franceses, de cal viva sobre os seus inimigos na guerra de 1217. Contudo, foi preciso esperar até ao século 18 para se assistir a uma abordagem científica e a uma exploração industrial da cal: o químico inglês Joseph Black escreveu as reacções que ocorrem durante a fabricação da cal, e mais concretamente na expulsão do dióxido de carbono. Este trabalho foi completado no século 19 por Vicat e Debray, quando foram identificadas todas as propriedades fisico-químicas do produto, bem como todos os tipos de cal e suas utilizações. No fim do século 19 e início do século 20, o considerável desenvolvimento industrial favorece a criação de vários centros de produção na Europa e nos Estados Unidos.

Segundo Cristelo (2001), em Portugal o mercado utilizador sofreu, nas décadas de oitenta e noventa, uma profunda evolução, tanto quantitativa como qualitativa; as aplicações de natureza industrial (siderurgia, minas, química, tratamento de águas, tratamento de efluentes líquidos e gasosos, papel, inertização de resíduos industriais, geotecnia, etc.), com requisitos de qualidade e consistência de características cada vez mais rigorosos. Do ponto de vista tecnológico, o sector teve uma evolução profunda na década de oitenta, com a instalação e entrada em funcionamento de algumas novas unidades de produção, equipadas com modernos fornos contínuos, tendência que se acentuou nos anos noventa (tecnologias suíça, italiana e francesa). Esta tendência evolutiva acentuou-se, sobretudo, durante a década de noventa, podendo afirmar-se que operam hoje, em Portugal, unidades industriais que ombreiam com as mais modernas da Europa, em co-existência com alguma produção artesanal de cal, nalguns casos de boa qualidade, mas cujas

operações têm uma dimensão extremamente limitada, e cujo mercado vocacional se confina à construção civil quase em exclusivo.

### 3.2. FORMAÇÃO, CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA CAL

Existem dois grandes tipos de ligantes: os ligantes hidráulicos, que fazem presa quando em contacto com a água; e os ligantes aéreos, que fazem presa em contacto com o ar. No primeiro grupo inclui-se a cal hidráulica e os cimentos, enquanto no segundo inclui-se o hidróxido de cálcio resultante da reacção do óxido de cálcio com a água.



Figura 3.1 – Aspecto geral do calcário

A matéria-prima a partir da qual são originários todos os produtos à base de cal é a pedra de calcário (Figura 3.1), composta quase exclusivamente por carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) e por um certo número de outros constituintes em quantidade variável. A cal é obtida através da calcinação do calcário (Figura 3.2) a temperaturas superiores a  $900^\circ\text{C}$ , ocorrendo neste processo a transformação do carbonato de cálcio em óxido de cálcio e a libertação de anidrido carbónico.



Figura 3.2 – Aspecto geral do calcário após a calcinação

Se forem utilizadas temperaturas superiores a 1200°C na calcinação do calcário e as impurezas argilosas contidas na rocha ultrapassarem os 5%, obtém-se cal hidráulica, dotada de uma estrutura cristalina e com baixa porosidade. Se a temperatura durante a calcinação se mantiver entre os 900° e os 1200°C o produto final corresponde ao que correntemente se designa por cal aérea, com estrutura romboédrica e elevada porosidade.

Os principais factores responsáveis pela grande diversidade dos tipos de cal são a temperatura e grau de calcinação da rocha calcária, a riqueza em  $\text{CaCO}_3$  da rocha calcária e a extinção de cal em água (Choquet 1972, in Neves, 1993).

De facto, no seu sentido restrito, o termo cal refere-se ao óxido de cálcio ou ao hidróxido de cálcio, embora seja geralmente utilizada para designar qualquer produto derivado ou associado ao óxido de cálcio (Cristelo, 2001).

A cal aérea (Figura 3.3) resulta da calcinação de rochas calcárias mais ou menos puras (de 65 a 99%  $\text{CaCO}_3$ ), a uma temperatura compreendida entre 900°C e 1000°C, sendo normalmente classificada em cal viva ou cal apagada, em função da sua susceptibilidade à água.

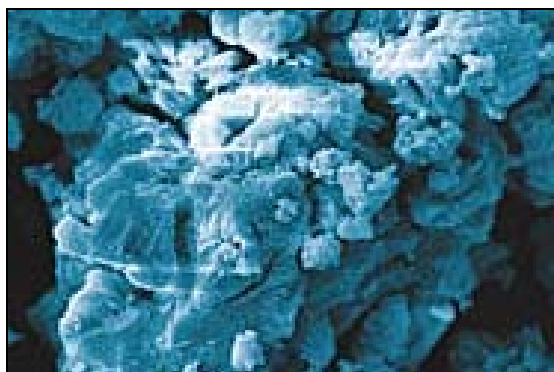


Figura 3.3 – Observação microscópica da cal aérea hidratada

Segundo Nunes, A. (2008), estes ligantes quase exclusivamente constituídos por óxido de cálcio livre, são provenientes da cozedura, a temperaturas superiores a 900 C, de calcários (carbonatos de cálcio de pureza elevada), originando produtos que reagem com a presença do dióxido de carbono, por carbonatação do óxido de cálcio, através de uma reacção lenta ao ar, originando a designação de cal aérea.

Normalmente estes ligantes, por apresentarem uma reacção fortemente exotérmica em contacto com a água, são hoje quase exclusivamente comercializados já na forma hidratada, isto é, sofrem

um processo prévio de pulverização com água, de forma a assegurar uma utilização mais fácil, segura, sendo designados por cal hidratada (Nunes, A., 2008).

Assim, a cal viva reage com a água formando cal apagada ou extinta, transformando-se o óxido de cálcio em hidróxido de cálcio, podendo este apresentar-se sob a forma de pasta, pó muito fino (Figura 3.4) ou de leite de cal (Figura 3.5).



Figura 3.4 – Cal apagada



Figura 3.5 – Leite de cal

Obtém-se desta forma cal com um elevado teor em cálcio, designada por “cal calcítica”. Fazendo variar os parâmetros da reacção durante o processo industrial, de forma controlada e reprodutível, obtêm-se diferentes graus de óxido de cálcio. Trata-se de um material que pode apresentar-se sob a forma de pó, com várias granulometrias, ou em pedra, quando proveniente de processos de fabrico artesanais (Cristelo, 2001).

A figura 3.6 representa um esquema que exemplifica o processo de fabrico da cal desde a exploração da matéria-prima na pedreira até ao produto final ensacado.

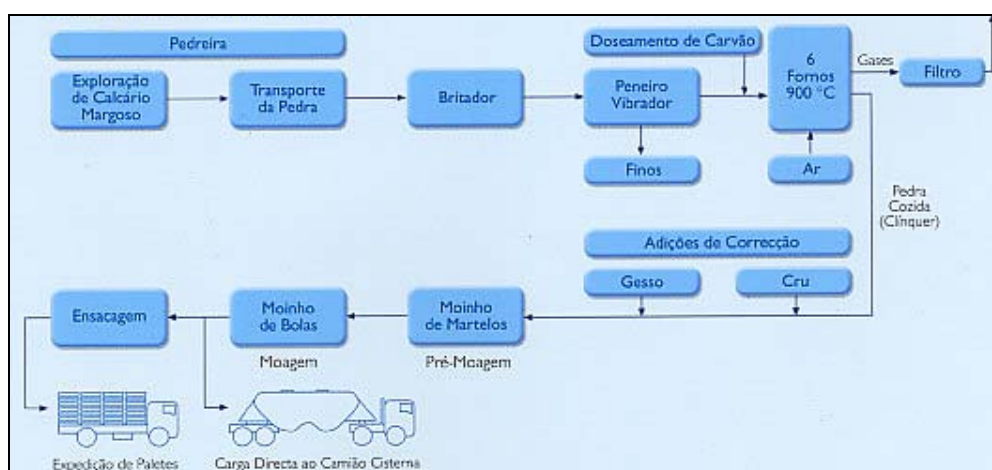


Figura 3.6 – Esquema de fabrico da cal hidráulica (Fonte: Secil)

Cada uma das designações, cal viva ou cal apagada, corresponde uma gama de diferentes quantidades de óxido de cálcio e de hidróxido de cálcio, respectivamente. Esta diferença na quantidade origina vários produtos com propriedades físico-químicas específicas que os tornam propícios para determinadas aplicações em detrimento de outras. O quadro 3.1 sintetiza a classificação dos vários tipos de cal (Cristelo, 2001).

Quadro 3.1 – Classificação dos vários tipos de cal (in Cristelo, 2001)

Modo de obtenção	Composição do calcário base		
	Quase puro	15 a 20% de argila	Presença de carbonato de magnésio
Calcinação	Cal aérea viva calcítica	Cal hidráulica	Cal aérea viva dolomítica
Calcinação + Hidratação	Cal aérea apagada	Cal hidráulica apagada	Cal dolomítica ou cal dolomítica hidratada sob pressão

A cal viva pode ser classificada em função da rapidez com que hidrata, de acordo com a norma americana ASTM C5, como rápida, no caso em que a hidratação começa em menos de 5 minutos após a adição da cal, em média, quando a hidratação ocorre entre 5 e 30 minutos e lenta quando a hidratação ocorre acima dos 30 minutos.

### 3.3. NORMALIZAÇÃO DA CAL

A norma que tem por objectivo especificar a composição, os requisitos e os critérios de conformidade para a cal de construção é a NP EN 459-1, sendo que esta norma aplica-se às cais de construção utilizadas como ligantes, na preparação de argamassa para alvenaria, reboco e emboço, e no fabrico de outros produtos de construção. Esta norma apresenta as definições dos diferentes tipos de cais de construção e a sua classificação. Apresenta também os requisitos para as suas propriedades químicas e físicas, que dependem do tipo de cal de construção, e especifica os critérios de conformidade. A norma NP EN 459 é ainda constituída por mais duas partes. A NP EN 459-2, que define os métodos de ensaio para identificação e caracterização dos diferentes tipos de cal, enquanto que a NP EN 459-3, permite avaliar a sua conformidade.

CAPÍTULO 4

---

**O COMPORTAMENTO E INTERACÇÃO DOS DIFERENTES CONSTITUINTES DA  
MISTURA DE SOLO – CIMENTO**

## **4. O COMPORTAMENTO E INTERACÇÃO DOS DIFERENTES CONSTITUINTES DA MISTURA DE SOLO-CIMENTO**

### **4.1. INTRODUÇÃO**

O comportamento dos diferentes tipos de cimento é variável face às características do solo a consolidar. De facto, a natureza dos solos, a granulometria, a constituição química e mineralógica, bem como as condições de trabalho, nomeadamente os teores de humidade, assim como os meios de pulverização, de homogeneização e compactação disponíveis, são factores que influenciam extraordinariamente os resultados obtidos.

Este capítulo tenta mostrar a ligação entre os diferentes materiais que constituem a mistura de solo-cimento, em particular os materiais constituintes, os factores físicos e mecânicos que influenciam a hidratação do cimento e as medidas construtivas que melhoram o desempenho da mistura.

### **4.2. OS MATERIAIS CONSTITUINTES**

#### **4.2.1. SOLOS**

Dado que é o componente largamente maioritário, é natural que as características da mistura de solo-cimento estejam muito relacionadas com o comportamento dos solos. Verifica-se então que a prospecção e completa caracterização do solo a tratar é fundamental para o dimensionamento das misturas a aplicar. De facto, dadas as diferentes possibilidades de interacção de reacções entre os solos e o ligante, algumas das quais são críticas para a estabilidade e durabilidade do produto, é pois fundamental conhecer o comportamento do solo sob o ponto de vista das propriedades mais condicionantes.

Em regra, é possível estabilizar uma vasta gama de solos com cimento. O correcto conhecimento do solo e dos mecanismos das reacções que com ele podem ocorrer é determinante para a obtenção de misturas mais optimizadas, tanto sob o ponto de vista das performances como sob o ponto de vista económico.

Existem então condições limites para a aplicação do ligante relacionadas com as características dos solos a tratar. Porém o tipo de equipamento disponível pode também constituir uma condicionante. No quadro 4.1 apresenta-se um resumo dos valores dos parâmetros normalmente aceites como limites para a utilização de solo-cimento:

Quadro 4.1 – Parâmetros limites de utilização do solo-cimento

Características		Limites
Granulométricas	% passada no peneiro 2''	100%
	% passada no peneiro 1''	>80%
	% passada no peneiro nº4 (4.75 mm)	>45%
Limite de liquidez		<45%
Teor máximo de sulfatos		0.2%
Teor máximo de matéria orgânica		2%

Contudo em muitas situações é possível conseguirem-se estabilizações de solos com características mais gravosas do que as apontadas no quadro 4.1, com a adopção de algumas medidas referidas adiante.

#### 4.2.2. O CIMENTO

São recomendados três tipos de cimento passíveis de utilizar na preparação da mistura de solo-cimento. Os critérios de selecção entre os diferentes tipos são variáveis, balizando-se a opção em questões meramente económicas e especificamente técnicas.

Cada situação deverá ser analisada caso a caso, pois situações específicas de solos mais argilosos, ou com materiais prejudiciais para os cimentos, que implicam a adopção de medidas construtivas especiais, como por exemplo a utilização de adições, exigirão um estudo laboratorial para determinação de quais as misturas técnica/economicamente mais eficazes, sendo pois possível que determinado tipo de cimento tenha vantagem sobre outro.

Para as aplicações comuns de solo-cimento em estabilização de solos granulares e para as especificações de compacidade e resistência habituais nos projectos, os cimentos do tipo CEM II/B-L 32.5N afiguram-se mais vantajosos, pois permitem a obtenção de bons resultados a um mais baixo custo.

As diferenças principais existentes entre o cimento tipo II/B-L 32.5N e o cimento tipo I 42.5R encontram-se sobretudo ao nível da classe de resistência, desenvolvendo este último resistências bastante mais elevadas; trata-se de um cimento constituído no mínimo por 95% de clínquer,

contrariamente ao cimento do tipo II 32.5 que por definição é um cimento com adições, normalmente de fíler calcário, e também por esse motivo menos reactivo.

No gráfico 4.1 é possível observar os resultados laboratoriais da resistência à compressão aos 3 e 28 dias de idade, através da moldagem, de provetes cilíndricos de 10x15 cm, obtidos a partir de um solo granular com classificação segundo a classificação AASHO de A-3 com dosagem de cimento de 6 e 8% de cada um dos tipos de cimentos referidos. Da análise dos resultados é visível a melhoria de comportamento verificada com a utilização do cimento tipo I 42.5R, sobretudo em idades mais jovens.

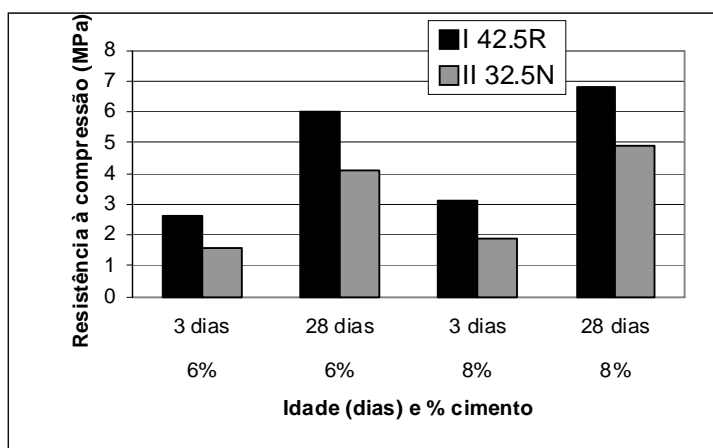


Gráfico 4.1 – Comparação da resistência à compressão aos 3 e 28 dias de provetes de solo-cimento preparados com cimento tipo I 42.5R e II 32.5N realizado no Lab. Betões da Secil.

A utilização deste cimento poderá ser especialmente vantajosa nos casos em que a urgência para a continuação dos trabalhos seja condicionante, sobrepondo-se ao custo superior da aplicação deste produto. Sendo este tipo de cimento mais reactivo, é bastante sensível a uma má cura, porém, como a hidratação se completa mais cedo, não necessita de um período de cura tão prolongado, pelo que permitirá também alguma economia nesta fase.

A utilização deste cimento também possibilita um aumento da capacidade de carga da mistura, permitindo uma redução das espessuras das camadas, o que poderá ser outra vertente interessante que se pode explorar em determinadas situações.

Na presença de solos quimicamente agressivos para os cimentos, o cimento do tipo IV/B (V) 32.5N, cimento pozolânico, pode ser uma opção muito interessante dada a grande resistência química do mesmo, originada pelas adições de pozolana natural ou artificial (cinza volante) na sua composição.

### 4.3. FACTORES QUE INFLUENCIAM A CORRECTA HIDRATAÇÃO DOS CIMENTOS

#### 4.3.1. OS EFEITOS FÍSICOS E MECÂNICOS

##### 4.3.1.1. A GRANULOMETRIA DOS SOLOS

A microestrutura da mistura de solo-cimento depende de algumas das características físicas dos solos, como seja a granulometria. De facto, se estivermos na presença de solos granulares bem graduados, dado o seu menor número de vazios, o preenchimento destes torna-se bastante mais fácil.

A baixa dosagem de ligante contida nas misturas de solo-cimento leva a que a solidarização do conjunto dependa da cimentação que ocorre em alguns pontos de contacto entre grãos, verificando-se uma baixa de percentagem de vazios preenchidos por produtos de hidratação.

Na Figura 4.1 vê-se uma microfotografia de um solo-cimento com teor de cimento de 8% num solo arenoso bem graduado, onde é possível observar uma ponte de cimentação entre grãos, bem como numerosos espaços intergranulares vazios, contrastando com a Figura 4.2 onde se pode observar uma microfotografia de um betão corrente, onde é visível a compacidade da microestrutura.

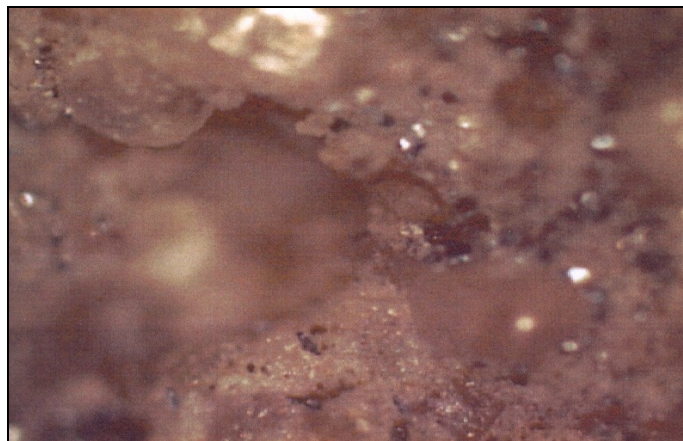


Figura 4.1 – Microfotografia óptica (200x) de uma mistura de solo-cimento – solo arenoso, bem graduado, com 8% de cimento

De facto, a obtenção de misturas duráveis e resistentes está directamente relacionada com o estabelecimento destes pontos de ligação entre grãos conferida pelo ligante, havendo lugar a um envolvimento parcial das partículas de solo pelos grãos de cimento.

No caso das areias monogranulares, uma vez que possuem um número de vazios elevados, apresentando uma área de contacto entre grãos reduzida, para a obtenção de compacidades semelhantes às verificadas com os solos anteriormente referidos, a dosagem de cimento a

incorporar é quase sempre superior. Na Figura 4.3 é possível observar o aspecto de um solo-cimento com a mesma dosagem da mistura referida anteriormente, mas com areias monogranulares, sendo notório o aumento do volume de vazios intergranulares.

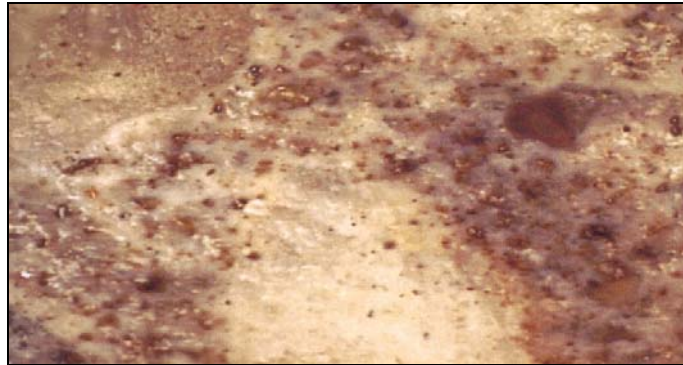


Figura 4.2 – Microfotografia óptica (200x) de um betão corrente, onde se pode observar o aspecto das ligações entre pasta de cimento e o inerte fino

Os solos com partículas de grandes dimensões também têm este tipo de aparência, exigindo, pelo mesmo motivo, uma maior dosificação de ligante para a obtenção dos mesmos valores de resistência e compacidade.

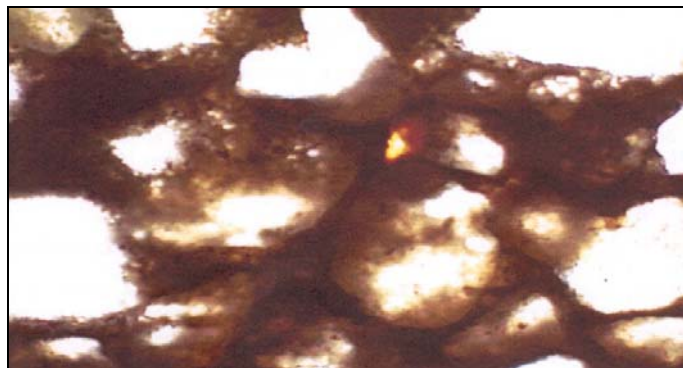


Figura 4.3 – Microfotografia (200x) de uma mistura de solo-cimento com areias monogranulares, e 8% de cimento

No outro extremo temos os solos ricos em siltes e sobretudo em argilas, que também causam algumas dificuldades, pois estas partículas coloidais de dimensões máximas iguais à menor dimensão das partículas de cimento são absorvidas pela superfície do grão de cimento formando uma película que não permite a difusão dos iões, perturbando o desenvolvimento da sua hidratação e impedindo o crescimento dos cristais dos produtos de reacção.

Neste tipo de solos apesar das misturas poderem conter dosagens de cimento suficientes, verifica-se que parte deste ligante não contribuirá para a consolidação da microestrutura,

permanecendo por hidratar, tal como um fíler de baixa hidraulicidade, podendo inviabilizar economicamente e tecnicamente a solução.

#### **4.3.1.2. PREPARAÇÃO DO SOLO**

As características da mistura também poderão ser seriamente afectadas pela preparação, homogeneização e compactação. Mesmo no caso de uma mistura bem doseada, com bons resultados laboratoriais, se a preparação do solo a estabilizar "in situ" não for correcta, isto é, se o solo não se encontrar com uma granulometria adequada e devidamente preparado (sem raízes e outros resíduos) esta solução poderá ser comprometida. Existem diversas especificações que definem as granulometrias a atingir no tratamento dos solos, sendo de referir que a maioria das partículas (ou agregados de partículas) se encontrem abaixo dos 5mm.

#### **4.3.1.3. A CORRECTA DISTRIBUIÇÃO DA DOSAGEM DE LIGANTE**

Também se afigura essencial a correcta distribuição do cimento no solo, bem como a garantia da eficácia da sua homogeneização, com sendo a única maneira de garantir uma baixa dispersão de resultados, pois de contrário existe a possibilidade de obter em zonas ricas em ligante com resultados óptimos, acima dos valores necessários, enquanto noutras zonas corre-se o risco de rotura devida à falta de resistência.

Para minimizar erros de distribuição e até para colmatar outros efeitos como o arrastamento pelo vento, em regra aplica-se pelo menos dosagens de ligante 1 % superiores às estudadas laboratorialmente.

#### **4.3.1.4. O TEOR DE HUMIDADE, A COMPACTAÇÃO E CONTROLO DE QUALIDADE**

Para a hidratação dos cimentos é necessário que exista água livre no solo disponível para a reacção. Assim, a determinação do teor óptimo de água a aplicar deverá ser realizado laboratorialmente, e verificado cuidadosamente durante a aplicação em obra.

Um deficiente teor de humidade não permite a completa hidratação dos ligantes, por outro lado, um excesso de humidade pode arrastar as partículas de cimento e originar uma deficiente dosagem nalguns pontos.

A eficácia da homogeneização, compactação e o controlo de qualidade são os factores fulcrais da garantia da qualidade final obtida, pois numa mistura correctamente dimensionada, se não for atempada, suficientemente homogeneizada e compactada, os resultados ficarão muito aquém do esperado, o que a acontecer pode por em causa todo um esforço anteriormente desenvolvido.

De facto, estas tarefas têm que forçosamente ocorrer antes do início de presa do cimento, sob pena deste ter iniciado a hidratação e portanto a formação de rede cristalina. Uma compactação tardia quebrará irreversivelmente alguns dos cristais já em formação, reduzindo a eficácia da solução.

Finalmente, a cura do solo-cimento deverá ser garantida de modo a não ocorrer dissecação o que conduziria ao surgimento de fissuração mais vasta, e diminuição da resistência do material. Existem diversos meios para manutenção da humidade na cura, desde a utilização de membranas, rega betuminosa ligeira, até à colocação de terra húmida sob o pavimento, todas relativamente simples de aplicar, de baixo custo e de grande eficiência.

#### **4.3.2. AS REACÇÕES QUÍMICAS ENTRE SOLOS E LIGANTES**

Existem algumas situações com alguma importância motivadas por reacções químicas que se verificam entre os solos e os ligantes que podem por em risco a correcta aplicação de uma mistura de solo-cimento. Normalmente estas reacções ou inibem a hidratação dos cimentos ou provocam a libertação de produtos da reacção com características expansivas que podem originar tensões no interior do material que conduzem à sua deterioração.

##### **4.3.2.1. SOLOS COM ELEVADOS TEORES DE MATÉRIA ORGÂNICA**

Em regra a matéria orgânica, inibem a hidratação, conduzindo à retardação da presa e endurecimentos significativos e normalmente abaixamentos importantes da resistência das misturas.

A existência destes materiais é facilmente detectada através do ensaio colorimétrico, misturando a amostra de solo com uma solução de soda cáustica a 3%, o que fará surgir, ao fim de algumas horas, uma coloração de amarelo a castanho. A cor será tanto mais acastanhada quanto maior for, a quantidade de matéria orgânica, alertando de imediato para a presença de matéria orgânica.

##### **4.3.2.2. REACÇÃO DE SOLOS CAULINÍTICOS COM OS SULFATOS**

Em solos cauliniticos (como é o caso de alguns solos residuais graníticos), e na presença de águas “selenitosas” ou até mesmo no caso do próprio solo também conter sulfatos, as misturas de solo-cimento podem sofrer um ataque químico responsável por reacções expansivas que conduzem à fissuração da camada.

De facto na presença do hidróxido de cálcio libertado pelo cimento a alumina contida nestes solos, sendo reactiva, reage com os sulfatos do meio para formar um sulfoaluminato expansivo a "etringite", sendo este o produto de reacção responsável pelas expansibilidades verificadas. Trata-se de um composto com uma enorme capacidade de fixação de água, pelo que a formação deste sal nos poros intersticiais origina tensões importantes responsáveis pelo mecanismo de desagregação referido.

#### **4.3.2.3. SOLOS RICOS EM SULFATOS (GESSO; ANIDRITE)**

Solos ricos em sulfatos, como solos residuais de gesseiras, podem causar também alguns problemas. De facto os sulfatos, na presença da humidade, tendem a combinar-se com uma das fases mineralógicas constituintes dos cimentos, o aluminato tricálcico. Desta combinação forma-se também sulfoaluminato de cálcio que leva aos referidos processos de desagregação e perda de resistência do produto.

Contudo esta reacção no caso do solo-cimento não se reveste de tão grande importância como a referida no ponto anterior, uma vez que a quantidade de sulfoaluminato produzido está directamente relacionada com o teor de aluminato tricálcio disponibilizado. No caso do solo-cimento atendendo à fraca dosagem de ligante esta reacção não se consegue desenvolver de forma tão drástica como ocorre nos betões correntes, a menos que no próprio solo existam teores de alumina reactiva que possam alimentar a reacção, a que corresponde à situação referida anteriormente.

É de referir também a importância do papel desempenhado pelos sulfatos nestas reacções, pelo que na presença de solos suspeitos, a determinação do teor em sulfatos é fundamental, de forma a ser possível a adopção de medidas para minimizar aqueles efeitos.

#### **4.3.2.4. SOLOS CAULÍNITICOS OU COM ELEVADOS TEORES DE SULFATOS**

As reacções referidas nos pontos 4.3.2.2 e 4.3.2.3 têm em comum o facto de que para ambas ocorrerem necessitam da presença do hidróxido de cálcio libertado pela hidratação do cimento. Assim sendo, se introduzirmos na mistura uma adição que consuma o hidróxido de cálcio libertado, não existirá quantidade disponível para a reacção e portanto não haverá risco. Nestas situações, adições correctivas de cinzas volantes poderão trazer benefícios interessantes, uma vez que este produto para hidratar necessita do hidróxido de cálcio libertado pelo cimento, não deixando possibilidade para a formação do sulfoaluminato de cálcio ocorrer, mantendo estável a mistura.

Dosagens de cinzas volantes da ordem dos 25 a 30% da dosagem de cimento necessária para a estabilização do solo, são normalmente suficientes para garantir a eficácia da aplicação. Contudo, caso a caso deverão ser realizados ensaios de durabilidade que permitam testar a mistura em utilização.

Em alternativa, apresentando a vantagem do maior controlo de fabrico, é possível a utilização de cimentos de grande resistência aos sulfatos, como é o caso do cimento do tipo IV/B (V) 32.5N, pois trata-se de um cimento com baixos teores de aluminato tricálcio e com forte efeito pozolânico, cujo comportamento sob estas condições é de grande durabilidade.

No Gráfico 4.2 apresenta-se o resultado da resistência à compressão de duas misturas laboratoriais de solo-cimento preparadas a partir de um solo cujo teor de sulfatos era de 1,2%. Estas misturas foram executadas com a mesma dosagem de cimento (10%) e sujeitas a 30 ciclos de envelhecimento numa câmara de nevoeiro salino no laboratório da Secil, de modo a activar a formação de etringite. Uma mistura foi fabricada com cimento do tipo II/B-L 32.5N e a outra com cimento do tipo IV/B (V) 32.5N. Conforme se pode observar através do gráfico a diferença de comportamento foi significativa.

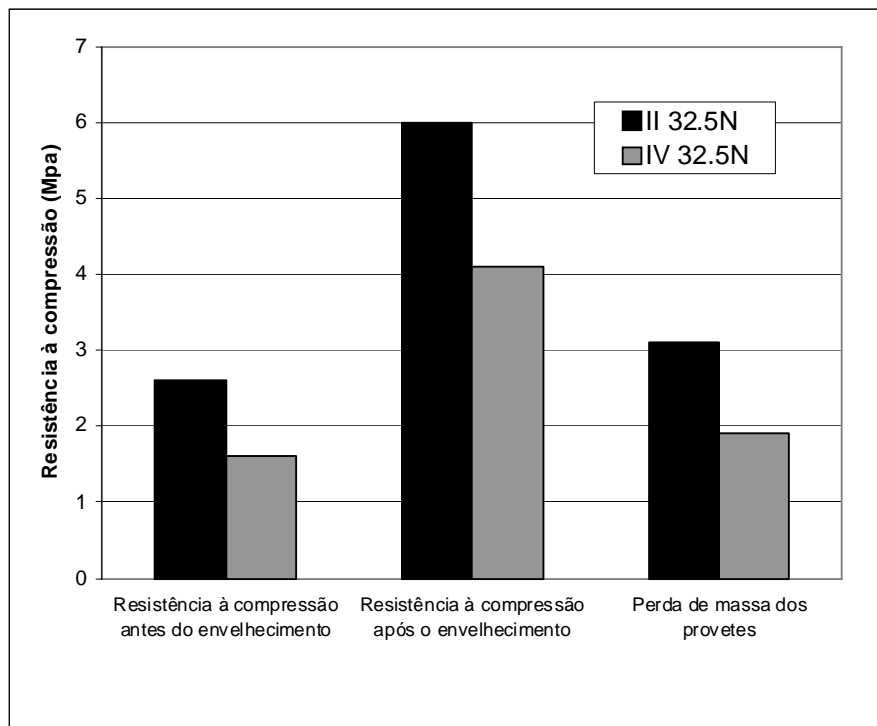


Gráfico 4.2 – Resistência aos sulfatos de um solo-cimento preparado com cimento II 32.5N e IV 32.5N

A norma europeia ENV 13282 especifica o fabrico de gamas de cimentos adequados a cada uma destas situações. De facto, a preparação destas misturas de ligante em obra será sempre mais uma operação a realizar correndo-se o risco de erros de dosagem e homogeneização.

A preparação em fábrica destes ligantes poderá contribuir de forma decisiva para a melhoria das condições de aplicação e desenvolvimento do solo-cimento.

#### **4.4. MEDIDAS CONSTRUTIVAS PARA OPTIMIZAÇÃO DO SOLO-CIMENTO**

##### **4.4.1. SOLOS COM TEORES DE HUMIDADE ELEVADOS**

A adição de cal aérea ou cal hidráulica num solo reduz de imediato a sua plasticidade baixando o seu limite de liquidez. Assim em solos com teores elevados de humidade a adição de dosagens entre 2 a 4% de cal, previamente à introdução do cimento, é suficiente para resolver a dificuldade. Este tipo de benefício será aprofundado no capítulo seguinte e no caso prático apresentado relacionado com solo-cal.

##### **4.4.2. SOLOS ARGILOSOS**

As argilas tendem a flocular e a agregarem-se em soluções saturadas de hidróxido de cálcio, reduzindo consideravelmente a sua plasticidade. Assim sendo, se a um solo argiloso se adicionarem pequenas dosagens de cal (entre 2 a 3%), em regra consegue-se uma agregação das partículas suficiente para permitir a hidratação do cimento, contrariando os mecanismos referidos em 4.3.1.

Dado que o teor em óxido de cálcio é superior na cal aérea, a utilização deste ligante conduz, em geral, a misturas com dosagens inferiores.

De acordo com Nunes (1999), apresenta-se no gráfico 4.3 alguns resultados laboratoriais de resistência à compressão aos 28 dias de idade de três misturas preparadas a partir de um solo com um teor de argila superior a 30% classificado como A-6. A primeira mistura constituída por 6% de cimento tipo II/B-L 32.5N, a segunda por 6% de cal aérea e a terceira por uma mistura de 3% de cal e 3% de cimento. Verifica-se então que a terceira mistura apresenta resultados custo/benefício interessantes, sendo importante ter em consideração a combinação entre cimento e cal na estabilização de um solo.

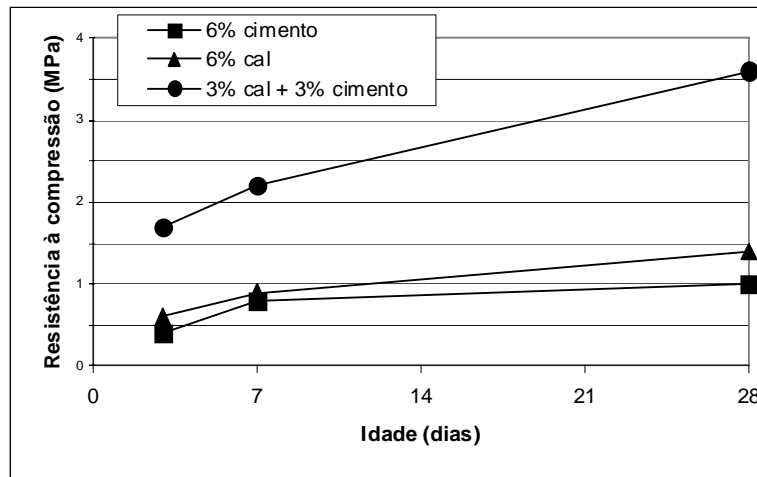


Gráfico 4.3 – Comparação da resistência à compressão de provetes cilíndricos de três misturas com cimento, cal e cimento+cal realizados no Lab. Betões da Secil.

#### 4.4.3. SOLOS COM MATÉRIA ORGÂNICA

Verifica-se que adições de cal em solos ricos em matéria orgânica reduz os efeitos perniciosos da mesma junto da hidratação dos cimentos, neutralizando o retardo de presa. Assim teores de 2 a 4% de cal, em solos orgânicos, normalmente são suficientes para melhorarem consideravelmente o comportamento da mistura. Verifica-se que nesta situação a utilização de cal viva é mais eficaz. Existem diversas experiências com adições de cerca de 0,6 a 1 % do peso de cimento, de cloreto de cálcio com bons resultados. De facto o cloreto de cálcio é uma fonte de iões de cálcio e um potente acelerador de presa dos cimentos, neutralizando por isso o efeito da retardação de presa causado pela presença indesejável de matéria orgânica.

## CAPÍTULO 5

---

### **PRINCIPAIS FACTORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL E ACÇÃO IMEDIATA DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO**

## **5. PRINCIPAIS FACTORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL E ACÇÃO IMEDIATA DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO**

### **5.1. PRINCIPAIS FACTORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL**

#### **5.1.1. INTRODUÇÃO**

Ao adicionar uma determinada percentagem de cal a um solo, são imediatamente iniciados reacções químicas que provocam alterações às propriedades geotécnicas do solo a tratar, tal como a plasticidade, granulometria, a quantidade de finos e o seu contributo para o comportamento da mistura e a capacidade de carga da mesma. A variação destas propriedades depende de vários factores, tais como o tipo de solo a estabilizar, a percentagem de cal adicionada, o tempo e a temperatura de cura e o teor em água e o peso volúmico da mistura compactada. A influencia de cada um destes factores na mistura, condiciona o resultado final, sendo de referir que uma determinada combinação dos mesmos tenha uma influência negativa no desenvolvimento dos mecanismos de estabilização.

#### **5.1.2. TIPO DE SOLO**

O critério mais importante para avaliação da aptidão dos solos à estabilização com cal é a sua plasticidade, sendo que em solos de baixa plasticidade, segundo Castro et al. (1974), a utilização da cal não apresenta melhorias significativas. A Nacional Lime Association (1965) refere que o valor mínimo do índice de plasticidade para tratamento de solos com cal deve ser superior a 10%. Os principais factores que afectam a aplicabilidade do solo às reacções promovidas pela presença da cal são (Winterkorn e Pamukcu, 1991 in Neves, 1993):

- pH do solo;
- Presença de carbonatos e/ou sulfatos;
- Superfície específica e dimensão das partículas;
- Mineralogia da fracção argilosa;
- Relação sílica/alumina;
- Teor em matéria orgânica.

No que se refere aos solos com um pH inicial baixo, será necessário aplicar uma maior percentagem de cal de forma a neutralizar a carácter ácido do meio, facilitando assim as reacções de estabilização entre o solo e a cal (Cristelo, 2001).

Ainda no que se refere ao valor de pH, segundo Little (2008), um método expedito para a determinação da percentagem de cal óptima a aplicar no tratamento de um solo consiste na execução do ensaio de determinação do pH segundo a norma ASTM D 6276, em várias amostras do material adicionando sucessivas percentagens de cal de forma crescente. O critério definido segundo o mesmo autor para determinação da percentagem óptima de cal, consiste em verificar qual a menor percentagem de cal correspondente a um valor de pH de 12.4 ou em alternativa seleccionar a menor percentagem de cal onde o maior valor de pH não aumente em pelo menos duas determinações sucessivas do parâmetro em função do aumento da percentagem de cal adicionada. Este método foi testado no caso prático verificando-se a estabilização para valores de pH na ordem de 12.4.

### **5.1.3. TIPO E QUANTIDADE DE CAL**

Na estabilização de solos predominantemente finos, e em aplicações rodoviárias, utiliza-se cal aérea. Este tipo de cal pode apresentar-se sob a forma de cal viva (compostas por óxido de cálcio e óxido de magnésio), cal apagada ou hidratada (compostas por hidróxido de cálcio) e leite de cal. A cal hidráulica não é aplicada na estabilização de solos, dado que já é considerado um ligante hidráulico (Neves, 1993).

Verifica-se que a cal viva é de forma geral muito mais eficiente que a cal hidratada, apresentando diversas vantagens relativamente à cal hidratada, tal como uma maior percentagem de óxido de cálcio e uma maior densidade, favorecendo as reacções de estabilização (Kézdy, 1979).

Neves (1993) recomenda a seguinte aplicação do tipo de cal em função do teor em água do solo natural:

- No caso de solos argilosos, com valores de teor em água acima do valor óptimo de compactação, é recomendada a utilização de cal viva do que as reacções de hidratação originam uma rápida secagem do solo, permitindo que o teor em água se aproxime de valores compatíveis com a trabalhabilidade e a compactação do mistura;
- No caso de o solo se apresentar no ramo seco do ensaio de compactação, ou seja, com valores inferiores ou próximos do teor em água óptimo, é necessário adicionar a água, de forma a promover as reacções físico-químicas de estabilização, bem como a hidratação da cal. Recomenda-se a utilização de cal hidratada neste tipo de situação;

- No caso de o teor em água do solo a tratar ser muito inferior ao teor em água óptimo, é recomendável a utilização de leite de cal, dado que permite o aumento da quantidade de água presente no solo, facilitando posteriormente a compactação do mesmo, permitindo ao mesmo tempo a homogeneização da mistura. De referir também, que o leite de cal não pode ser utilizado em solos muito húmidos.

O teor em cal necessário a aplicar na estabilização de solos deve ser determinado através de estudos laboratoriais prévios. De modo geral, para atingir os mesmos objectivos relativamente ao mesmo solo estabilizado, verifica-se que é necessário um teor em cal viva mais baixo do que em casos que se usa cal hidratada.

Segundo a SETRA/LCPC (1972), um teor ponderal de cal viva de 3% produz o mesmo efeito que um teor equivalente de cal hidratada de 4%. Contudo, a cal viva tem uma granulometria mais grosseira o que pode dificultar a homogeneidade da mistura. A mesma entidade recomenda determinados critérios granulométricos, químicos e de reactividade para utilização da cal viva e da cal hidratada (Quadro 5.1):

Quadro 5.1 – Critérios de utilização da cal viva e da cal hidratada (SETRA/LCPC)

CAL VIVA	CAL HIDRATADA
<b>CRITÉRIOS GRANULOMÉTRICOS</b>	
Fracção granulométrica 0/2 mm	-
% Material que passa no peneiro de malha de 0,2 mm > 90%	-
% Material que passa no peneiro de malha de 0,08 mm > 50%	Material que passa no peneiro de malha de 0,08 mm > 90%
<b>Critérios químicos e de reactividade</b>	
Teor em CaO livre > 80%	Teor em CaO livre > 50%
Teor em Ca(OH) <sub>2</sub> < 5%	-
Teste de reactividade: 1/4 da mistura de cal e água deverá atingir uma temperatura de 60°C depois de 25 minutos.	-

Mais recentemente, o Comité Técnico nº 12 da Piarc definiu critérios idênticos, mas mais reduzidos (Quadro 5.2):

Quadro 5.2 – Critérios de utilização da cal viva e da cal hidratada (CT nº12 - PIARC)

<b>CAL VIVA</b>	<b>CAL HIDRATADA</b>
<b>CRITÉRIOS GRANULOMÉTRICOS</b>	
Fracção granulométrica 0/2 mm	-
% Material que passa no peneiro de malha de 0,08mm > 30%	% Material que passa no peneiro de malha de 0,08 mm > 85%
<b>Critérios químicos e de reactividade</b>	
Teor em CaO livre > 80%	Teor em CaO livre > 60%
Teste de reactividade: 1/4 da mistura de cal e água deverá atingir uma temperatura de 60°C depois de 10 minutos.	-

Nos casos em que o objectivo consiste em obter resistências elevadas a longo prazo, deve ser aumentada a quantidade de cal a utilizar, devendo o doseamento ser realizado com os devidos cuidados de forma a não originar fenómenos de carbonatação que provoquem uma diminuição na resistência que é desejada obter (Perret, 1979). Assim sendo, é correcto afirmar que os ganhos de resistência a longo prazo são proporcionais à quantidade de cal adicionada ao solo. Este fenómeno acontece porque as reacções pozolânicas, que são as principais responsáveis pelo aumento de resistência, se desenvolvem enquanto houver cal disponível. No caso em que uma mesma quantidade de solo for estabilizados com dois teores em cal diferentes, o aumento da resistência mecânica é maior para o solo estabilizado com a maior percentagem de cal, dado que a mistura pode consumir uma maior quantidade de cal para uma mesma massa de solo durante mais tempo (Cristelo, 2001).

#### **5.1.4. PESO VOLÚMICO**

Previamente à mistura do solo com a cal, deve adicionar-se água ao solo na quantidade suficiente para corresponder à hidratação da cal, nos casos em que seja utilizada cal viva, e para permitir a compactação com as características pretendidas.

Entre as operações de mistura e compactação deve decorrer o tempo necessário e suficiente para que as reacções de permuta iónica, se desenvolvam na totalidade, não restando, portanto, cal sem reagir. Segundo a experiência francesa, este tempo não deve ser inferior a 4 horas. O aspecto visual das misturas é um bom indicador da homogeneidade e qualidade das mesmas sendo que uma mistura homogénea apresenta aspecto granular e coloração uniformes.

As características de compactação são influenciadas pelo tempo que decorre entre a mistura e a compactação verificando-se uma diminuição da baridade seca máxima e um aumento do teor em água óptimo à medida que aumenta o tempo entre a mistura e a compactação, para uma determinada energia (Neves, 2007).

#### **5.1.5. TEOR EM ÁGUA**

Para que se desenrolem as reacções entre a cal e a fracção argilosa do solo, a água é um elemento indispensável, afectando de forma fundamental as resistências possíveis de atingir a longo prazo. No caso da cal viva, deve ser adicionada a quantidade de cal necessária para que seja desencadeada a actividade química de hidratação, sendo que se a quantidade de água for inferior ao necessário, serão criados núcleos de cal não hidratada, fáceis de carbonatarem e que se tornarão em elementos de menor resistência da mistura de solo-cal. A influência do teor em água no consumo de cal é tanto mais importante quanto maior for o teor em água (Perret, 1979 in Neves, 2003).

Perret (1979) também constatou que, a curto prazo, é possível ter consumos de cal superiores para um teor em cal inicial médio e um teor em água elevado, do que para um teor em cal elevado e um teor em água menor, o que significa que um teor em água adequado e relativamente elevado é importante porque permite que a cal desenvolva totalmente as suas reacções com a fracção argilosa.

#### **5.1.6. CONDIÇÕES E TEMPO DE CURA**

A temperatura desempenha um papel importante na velocidade de reacção, sendo que um aumento da temperatura conduz a uma maior velocidade de reacção (Neves, 2007). Segundo as recomendações do Comité Técnico nº12 da PIARC (1990), as reacções pozolânicas desenvolvem-se muito lentamente para temperaturas da ordem de 5° a 10°C, podendo mesmo ser retardadas para as temperaturas mais baixas. Para temperaturas da ordem dos 40°C, a velocidade de reacção é 10 a 20 vezes mais rápida do que a 20°C. Dado o carácter mais lento das reacções de

cimentação nas misturas de solo com cal do que, por exemplo, na estabilização com cimento, a caracterização da evolução da resistência deve privilegiar tempos de cura mais longos.

## **5.2. ACÇÃO DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO**

### **5.2.1. INTRODUÇÃO**

A cal, através de uma permuta iónica e floculação das partículas, originam de imediato, alterações físicas no material a melhorar, sendo estas alterações muito úteis nas obras rodoviárias de forma a criar condições de traficabilidade dos veículos de obra. Estas alterações imediatas enquadram-se no âmbito da melhoria e tratamento dos solos, causando de imediato alterações das características geotécnicas do solo a tratar.

### **5.2.2. GRANULOMETRIA**

As reacções físico-químicas de permuta iónica indicadas no ponto anterior, provocam a aglomeração das partículas de argila de forma estável, originando alterações ao nível granulométrico.

A influência da cal na alteração da granulometria do solo a tratar é mais eficaz em solos que a fracção predominante é a fracção fina, e em que os minerais são suficientemente reactivos e abundantes (Castro et al., 1974).

Após a mistura do solo com a cal, e para um determinado teor em água, a granulometria do solo transforma-se em materiais de menor dimensão e mais soltos, com aparência arenosa e seca. A tonalidade da mistura têm tendência a apresentar-se mais clara.

A vantagem associada à transformação da granulometria do solo em partículas aglomeradas, quando comparada com o solo sem tratamento, relaciona-se com a estabilidade mecânica, traduzida na maior resistência ao esmagamento, e pela estabilidade à presença de água livre (Neves, 1993).

### **5.2.3. TEOR EM ÁGUA**

Uma das grandes vantagens da adição de cal a um solo, consiste na rápida redução do teor em água natural do mesmo, através da fixação química pela cal viva e da evaporação da água devido ao calor da hidratação desenvolvido por uma forte reacção exotérmica. A evaporação também existe, não só devido a fenómenos de libertação de calor, mas também devido ao próprio arejamento do solo resultante do processo de mistura.

#### 5.2.4. PLASTICIDADE

Os limites de consistência são imediatamente alterados após a adição de cal a um solo. O tipo e a intensidade das modificações ocorridas na plasticidade de um solo estabilizado com cal depende do tipo de solo, do tipo de cal e do teor em cal aplicado.

A variação do limite de liquidez relaciona-se com a composição mineralógica da fracção argilosa do solo, sendo que a cal viva leva a um aumento do limite de liquidez em argilas de composição mineralógica predominantemente caulinítica. No caso de argilas expansivas, do tipo das argilas montmoriloníticas, a acção da cal viva leva a uma diminuição do limite de liquidez (Van Impe, 1989).

Relativamente ao limite de plasticidade, o tratamento de solo com cal viva origina um aumento deste parâmetro para qualquer tipo de argila.

A cal viva conduz a uma maior diminuição da plasticidade do que a cal hidratada (Gráfico 5.1), sendo que a partir de um determinado período de cura se verifica uma estabilização do valor de índice de plasticidade, sendo mais rápida quando se aplica cal viva (Kézdy, 1979).

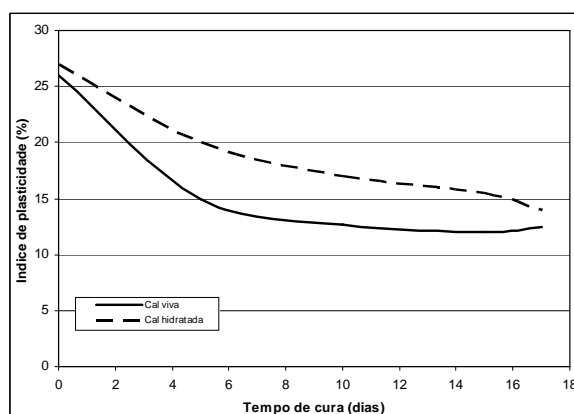


Gráfico 5.1 – Influência do tipo de cura e do tipo de cal na redução do Índice de Plasticidade

#### 5.2.5. COMPACTAÇÃO

As características de compactação de um solo são alteradas significativamente, em regra geral, depois da cal, viva ou hidratada, ter provocado uma evolução das reacções físico-químicas imediatas com a fracção argilosa. Estas transformações acontecem em função do teor em cal e, também, do tempo de cura inicial da mistura do solo com a cal e com a água.

À medida que o teor de cal aumenta, a tendência da evolução das características associadas à compactação é de diminuição do valor do peso volúmico aparente seco máximo e de aumento do valor do teor em água óptimo. A curva de compactação adquire uma concavidade sucessivamente

menor, sendo a influência da cal mais importante no ramo seco da curva de compactação. No que se refere ao ramo húmido, de um modo geral, o comportamento é próximo da evolução de um solo natural não estabilizado.

Para um mesmo teor em água do lado húmido da curva de compactação, o peso volúmico aparente seco do solo estabilizado com cal é semelhante ao peso volúmico aparente do solo natural. No entanto no caso do solo estabilizado com cal, consegue-se um grau de compactação muito maior, pois o peso volúmico seco máximo é menor. Dado que a adição de cal reduz o teor em água do solo, favorece-se a obtenção de um grau de compactação maior.



CAPÍTULO 6

---

**ESTUDO ECONÓMICO**

## **6. ESTUDO ECONÓMICO**

### **6.1. INTRODUÇÃO**

Tendo em conta a actual situação económica que se vive em Portugal, e o programa de execução de obras publicas que o governo português se propõe executar até 2015, torna-se critico definir como prioritário que as questões técnicas e construtivas estejam o mais possível alinhadas com as questões económicas, ou seja, deverá ser sempre estudada um possibilidade que garanta uma execução dos trabalhos de forma tecnicamente válida, ao menor custo.

O tratamento de solos com ligantes hidráulicos, entre outras vantagens, permite uma redução de custos em várias vertentes tais como no transporte de materiais para vazadouro, permitindo a reutilização dos mesmos, reduzindo os custos de transporte e também, no caso de infra-estruturas rodoviárias, a redução das camadas que constituem a estrutura do pavimento, conduzindo a uma economia no consumo dos materiais constituintes de cada uma das camadas.

### **6.2. ANÁLISE COMPARATIVA DA EXECUÇÃO DE ATERRO TRATADO E NÃO-TRATADO**

Apresenta-se em seguida, um estudo comparativo dos custos da construção de um aterro executado na Bélgica em 2006, recorrendo à técnica de tratamento dos materiais com cal (Fortunato, 2008).

O Aterro foi executado recorrendo a materiais de empréstimo e paralelamente realizando o tratamento “in situ” de materiais existentes na obra.

No que se refere aos custos de transporte dos materiais de empréstimo e dos solos inadequados, deve ser considerado, não só o custo de transporte, mas também os custos associados aos danos provocados nas estradas onde circulam os veículos, aos congestionamentos de tráfego, à poluição atmosférica, sonora e visual e à perturbação causada às populações atravessadas pelos veículos de transporte dos materiais.

A comparação das duas soluções foi estudada para uma área de media dimensão, cerca de 2000m<sup>2</sup>, e para:

- distância entre a obra e a pedreira ou centro de reciclagem de aproximadamente 20 km;
- distância entre a obra e o local do deposito também de aproximadamente 20 km;
- distância entre a escavação e o aterro de aproximadamente 300m.

No caso do aterro indicado, a relação de custos foi de 1 para 3 entre o tratamento no local com 2% de cal e a escavação e aterro com materiais de empréstimo. Verificou-se também que a maioria das zonas de intervenção mais comuns, com áreas de construção superiores a 20000 m<sup>2</sup>, as economias de escala permitem reduzir os custos acima indicados, sendo que no caso do tratamento no local (incluindo o custo da cal, o espalhamento e a mistura), a economia de escala pode ser da ordem de 0.75 a 1.00€/m<sup>3</sup>, o que representa uma poupança de cerca de 7% no custo total do tratamento com cal.

Quadro 6.1 – Análise comparativa entre custos de construção de aterro com materiais provenientes de empréstimo e com solos tratados no local da obra ([www.chauxflash.be](http://www.chauxflash.be))

Escavação aterro com materiais de empréstimo		Solo escavado tratado com 2% de cal	
Fase	Custo	Fase	Custo
Escavação do solo	2.00 €/m <sup>3</sup>	Escavação do solo	2.00 €/m <sup>3</sup>
Transporte para deposito	6.00 €/m <sup>3</sup>	Transporte do local de escavação para o aterro	1.50 €/m <sup>3</sup>
Deposito (1.7 t/m <sup>3</sup> X 6.00 €/m <sup>3</sup> )	10.20 €/m <sup>3</sup>	Descarga do solo na área do aterro	0.50 €/m <sup>3</sup>
Compra de agregados (2 t/m <sup>3</sup> X 5,5 €/t)	11.00 €/m <sup>3</sup>	Compra de cal entregue no local da obra (2% X 1.7 t/m <sup>3</sup> X 105 €/t)	3.60 €/m <sup>3</sup>
Transporte de agregados	6.00 €/m <sup>3</sup>	Mistura e nivelamento	2.20 €/m <sup>3</sup>
Nivelamento e compactação	2.00 €/m <sup>3</sup>	Nivelamento e compactação	2.00 €/m <sup>3</sup>
<b>Total</b>	<b>37.20 €/m<sup>3</sup></b>	<b>Total</b>	<b>11.80 €/m<sup>3</sup></b>

O LCPC criou um manual designado por GTS em 2000, onde propõem uma metodologia, através de consulta de ábacos, para determinação dos custos da solução tradicional de empréstimo e da solução com tratamento de solos, quer na construção de aterros, quer na construção de leitos de pavimento. No caso do tratamento de solos, o custo por metro cúbico de solo tratado depende da dosagem de ligante, do custo unitário do ligante e do custo das operações de colocação dos materiais em obra. Na solução tradicional, o custo depende da distância ao empréstimo, do custo unitário de transporte, do custo unitário de exploração do empréstimo e do custo de colocação em obra.

Outra vantagem económica relacionada, em particular com o tratamento de solos com cal têm a ver com o facto de a técnica permitir o desenvolvimento dos trabalhos de terraplenagem em condições atmosféricas muito más, evitando a paragem da empreitada e os custos associados.

Estas questões são particularmente pertinentes quando se afecta a exploração de uma infra-estrutura para se proceder a trabalhos de reabilitação ou à sua renovação. Um exemplo evidente é o caso dos trabalhos de renovação da plataforma ferroviária de ambas as vias da Linha do Norte, que, para se realizarem de forma adequada, têm vindo a ser feitos, condicionando a circulação à via única permanente, o que afecta consideravelmente a exploração comercial da infra-estrutura (Fortunato, 2008).

### **6.3. ASPECTOS ECONÓMICO-FINANCEIROS**

De acordo com Fortunato (2008), a utilização da técnica de tratamento de solos não deve comprometer a duração da vida útil das infra-estruturas, quando comparada com a utilização de materiais tradicionais. Uma análise custo-benefício envolvendo o ciclo de vida da estrutura, contemplando as vertentes técnica, económica, ambiental e social permitirá, em cada caso, estabelecer a opção mais adequada no que se refere à concepção da infra-estrutura. A fiabilidade da análise depende da fiabilidade dos dados, nomeadamente daqueles que estão relacionados com:

- Custo da construção ou da reabilitação;
- Vida útil estimada da estrutura;
- Custos futuros de conservação e reabilitação;
- Benefícios das intervenções de conservação e reabilitação;
- Taxa de actualização de capital;
- Valor residual esperado;
- Custos de utilização (atrasos, operação dos veículos, número de acidentes);
- Momentos de imputação de custos.

Na avaliação destes elementos pode ser utilizado o benchmarking, com os devidos cuidados, particularmente se a análise incidir sobre infra-estruturas construídas e mantidas em locais em que o enquadramento sócio-económico é muito distinto daquele para onde se pretende fazer o estudo.

Em países em que a aplicação da técnica de tratamento de solos está muito difundida, a análise comparativa é mais fácil do que naqueles, como Portugal, em que a experiência é relativamente pequena. Todavia, a análise criteriosa da informação disponível em países como a Espanha,

França, Bélgica, Reino Unido e Itália, poderá facilitar a tarefa das autoridades e donos de obra em Portugal.

Para a aplicação da técnica de tratamento de solos, como aliás na avaliação das obras de engenharia em geral, a disponibilidade de dados técnicos e económicos relativos às fases de concepção, projecto, construção e exploração são fundamentais para a tomada de decisão, quer no que respeita às acções de conservação, reabilitação e renovação, quer para fundamentar as decisões relativamente a projectos futuros (Fortunato, 2008).

Como reflexão, sugere-se neste trabalho que fosse criado a nível nacional, uma entidade ou um conjunto de entidades constituída por exemplo por donos de obra, empreiteiros e entidades oficiais, que elaborasse documentação técnica e experiências de obras, de forma a permitir otimizar os custos inerentes ao tratamento de solos com ligantes hidráulicos.



CAPÍTULO 7

---

**SOLO-CIMENTO (CASO PRÁTICO)**

## **7. SOLO-CIMENTO (CASO PRÁTICO)**

### **7. 1. INTRODUÇÃO**

Um dos casos práticos em estudo neste trabalho refere-se à estabilização de um solo com cimento, com vista à posterior utilização numa camada de sub-base. A solução foi aplicada na obra a cargo da empresa Mota-Engil, S.A. relativa à construção da auto-estrada A7 - sublanço Calvos/Fafe (lote 5.2) da concessão norte da AENOR.

Serão focados neste capítulo os aspectos relacionados com o dimensionamento da estrutura do pavimento a executar, o estudo de formulação da mistura de solo-cimento em laboratório, a determinação do módulo de deformabilidade da mistura de solo-cimento através do equipamento PC-Diam e a aplicação da solução em contexto de obra.

### **7.2. DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO**

#### **7.2.1. DETERMINAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE RUÍNA**

O dimensionamento do pavimento a aplicar na obra foi efectuado com base no chamado método racional, que recorre ao cálculo dos estados de tensão e de deformação induzidos na estrutura de pavimento e respectiva fundação, quando esta é solicitada pelos eixos dos veículos pesados.

Os estados de tensão e deformação são determinados admitindo um modelo de comportamento em que se considera o pavimento, um conjunto de camadas sobrepostas assentes na respectiva fundação. Admite-se que os materiais constituintes das camadas têm um comportamento elástico linear e isotrópico, sendo as respectivas características mecânicas estabelecidas em função do tipo de materiais, tendo em atenção diversos parâmetros, nomeadamente, as condições climáticas da região, a drenagem e o próprio tipo de estrutura do pavimento.

A acção dos eixos dos veículos pesados durante o período de vida de projecto é expressa em termos de um número equivalente de passagens de um eixo simples padrão de 80 ou 130 kN. Admite-se para este eixo um rodado duplo, sendo a área de impressão dos pneus circular.

Para se poder avaliar o comportamento de uma dada estrutura de pavimento é necessário estabelecer os critérios de ruína do pavimento, tendo-se considerado neste caso os definidos pelas Estradas de Portugal:

- Fendilhamento acentuado à superfície da camada de desgaste, em resultado da rotura por fadiga das camadas betuminosas.

Para este critério de ruína, adoptou-se a lei de fadiga definida pela empresa produtora de betumes SHELL, que limita a extensão máxima de tracção na zona inferior das camadas betuminosas de acordo com a seguinte expressão, onde N é o número acumulado de passagens do eixo padrão durante a vida útil do pavimento e  $V_b$  a percentagem volumétrica de betume:

$$\varepsilon_{adm}^t = (0.856 \times V_b + 1.08) \times E^{-0.36} \times N^{-0.20} [1]$$

- Formação excessiva de cavados de rodeira, em consequência de deformações permanentes da fundação.

Para este critério de ruína, determina-se, com base no critério proposto pela SHELL, a extensão vertical de compressão no topo da fundação do pavimento de acordo com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{adm}^c = 1.8 \times 10^{-2} \times N^{-0.25} [2]$$

O critério considerado admite uma probabilidade de ruína antes do final do período de vida útil por deformação permanente da fundação de 5%.

- Limitação das tensões de tracção nas camadas de solos estabilizados com ligantes hidráulicos.

De forma a evitar a rotura por fadiga em tracção destas camadas, a qual é a principal origem das fissuras longitudinais que ocorrem à superfície do pavimento, limitar-se-á na tensão de tracção,  $\sigma_t$ , induzida pelos rodados dos veículos na base das camadas de solo-cimento, ao valor determinado pela seguinte expressão, sendo  $\sigma_r$  a resistência à tracção em flexão, com aplicação de um só carregamento.

$$\sigma_t = \sigma_r \times (1 - 0.08 \times \log N) [3]$$

### 7.2.2. CONDIÇÕES CLIMATÉRICAS

As características climáticas que mais influenciam os pavimentos são a pluviosidade e os factores térmicos.

A pluviosidade influencia sobretudo as características mecânicas das camadas não ligadas, camadas de sub-base e leitos de pavimentos em materiais granulares e solos de fundação.

No que se refere aos factores térmicos locais, estes influenciam o comportamento mecânico das misturas betuminosas.

Apresenta-se em seguida um quadro com as temperaturas de cálculo das misturas betuminosas aplicadas na obra.

Quadro 7.1 – Temperaturas de cálculo das misturas betuminosas

Temperatura ponderada do ar	Temperatura de cálculo	
	Betão betuminoso	Macadame betuminoso
15.2 °C	23.0 °C	22.0 °C

### 7.2.3. CBR DE PROJECTO

Uma parte significativa dos materiais ocorrentes no local da obra reunia condições para a integral utilização como leito de pavimento. No entanto, as características geotécnicas dos materiais indicavam grande sensibilidade à variação do teor em água, que se traduz numa grande alteração na capacidade de carga, função da variação do teor em água. Foram então colocadas duas hipóteses para a estimativa do CBR de projecto a atribuir à fundação do pavimento:

- Se as camadas de leito de pavimento fossem estabilizadas mecanicamente e qualquer que fosse a sua espessura, o CBR de projecto deveria ser de 6%;
- Caso fosse encarada a estabilização “in situ” com ligantes hidráulicos, ao nível do leito de pavimento, e com espessura 0.35 m, o CBR de projecto seria 20%.

Considerou-se então em projecto a execução do leito de pavimento com uma camada de 0.30 m de espessura, com materiais do tipo A-1-a, A-1-b de acordo com a classificação LNEC E 240 e SM, SW de acordo com a classificação indicada na norma ASTM D2487. Uma vez que os materiais ocorrentes a uma cota inferior à desta camada teriam sempre qualidade idêntica ou superior, optou-se pela primeira hipótese.

#### 7.2.4. CLASSE DE FUNDAÇÃO

Tendo em conta o referido no ponto anterior, e com base na metodologia do Manual de Concepção de Pavimentos para a rede Rodoviária nacional da JAE (1995), considerou-se um leito de pavimento correspondente à classe de fundação F2.

#### 7.2.5. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO

##### 7.2.5.1. SOLO DE FUNDAÇÃO

Com base na classe de fundação adoptada, foi considerado no projecto, e de acordo com o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional da JAE (1995), os seguintes parâmetros de cálculo:

Quadro 7.2 – Características mecânicas do solo de fundação

Parâmetro	Valor
Modulo de deformabilidade (E)	60 MPa
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.45

##### 7.2.5.2. CAMADAS DE SOLOS TRATADOS COM LIGANTES HIDRÁULICOS

Para a camada de solo-cimento a aplicar em sub-base, foi considerado no projecto as seguintes características mecânicas:

Quadro 7.3 – Características mecânicas do solo-cimento

Parâmetro	Valor
Resistência à compressão diametral ( $R_{cd}$ )	$\geq 0.3$ MPa
Modulo de deformabilidade (E)	1500 MPa
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.3

##### 7.2.5.3. MISTURAS BETUMINOSAS

As misturas betuminosas aplicadas na estrutura de pavimento são classificadas, nas especificações das Estradas de Portugal, como o betão betuminoso drenante (camada de desgaste), betão betuminoso (camada de regularização) e macadame betuminoso (camada de base). O betume utilizado foi do tipo 35/50, mas devido ao endurecimento durante o processo de fabrico e colocação da mistura em obra, admitiu-se, em geral, que, após entrada em serviço, a penetração do betume ( $pen_{25}$ ) é de cerca de 65% do valor inicial ( $pen_i$ ), ou seja:

$$pen_{25} = 0.65 \times pen_i = 0.65 \times 50 = 33 \times 10^{-1} \text{ mm [4]}$$

O valor da temperatura de amolecimento do betume,  $T_{ab}$ , obtido em ensaio de anel e bola, pode ser estimado a partir da seguinte expressão:

$$T_{ab} = 98.4 - 26.4 \times \log(\text{pen}_{25}) = 58.5^\circ \text{C} [5]$$

O índice de penetração do betume (IP), que traduz a sensibilidade da penetração do betume à temperatura, foi estimado no valor de -0.2460. A rigidez do betume depende da temperatura de amolecimento anel e bola determinada a partir da recuperação do betume, após colocação em obra, e daquela em que provavelmente se encontrava a mistura, bem como, do tempo de aplicação da carga, que é função da velocidade de projecto. Deste modo, considerando as características do betume e as temperaturas de cálculo indicadas anteriormente, determina-se o tempo de carga,  $t$ , a partir da velocidade de circulação,  $v$ , a qual em projecto se considerou ser, no caso dos veículos pesados, da ordem dos 50 km/h de acordo com a seguinte expressão:

$$t = \frac{1}{v} = 0.02\text{s}$$

Determinando o tempo de carga, é possível calcular o módulo de rigidez do betume pela expressão de Ullidtz e Peattie, que traduz o ábaco de Van de Poel, obtendo-se os seguintes resultados:

Quadro 7.4 – Módulo de rigidez do betume

<b>Módulo de rigidez do betume (E)</b>	
<b>Betão betuminoso</b>	<b>Macadame betuminoso</b>
35 MPa	40 MPa

De acordo com a metodologia proposta no Shell Bitumen Handbook, o módulo de deformabilidade da mistura pode ser obtido a partir da rigidez do betume e da composição da mistura (teor volumétrico de agregado, de betume e de vazios), obtendo-se os seguintes resultados:

Quadro 7.5 – Módulo de rigidez da mistura

<b>Módulo de rigidez da mistura (E)</b>	
<b>Betão betuminoso</b>	<b>Macadame betuminoso</b>
6018 MPa	6522 MPa

Tendo em conta que, devido às características geométricas do lanço em estudo e a influência das condições climáticas durante a construção, admitiram-se, para efeitos de cálculo, as seguintes características de deformabilidade para as misturas betuminosas, considerando-se um factor de segurança de cerca de 1,10:

Quadro 7.6 – Módulos de deformabilidade adoptados no dimensionamento das camadas betuminosas

<b>Misturas Betuminosas</b>	<b>Módulo de Deformabilidade (MPa)</b>	<b>Coefficiente de Poisson (ν)</b>
Betão betuminoso drenante	2250	0.35
Betão betuminoso de regularização	5500	0.35
Macadame Betuminoso	5500	0.35

#### **7.2.5.4. VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO**

Apresenta-se em seguida as verificações da estrutura do pavimento para o primeiro período de vida de 10 anos (2004 a 2014), sendo o período de vida total do pavimento de 20 anos.

##### **7.2.5.4.1. TRÁFEGO**

Considerando um volume de tráfego médio diário de 24000 veículos e de acordo com o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional da JAE (1995), para um factor de agressividade para eixos padrão de 130 kN de 0,8 (Classe de Tráfego T3), foi determinado, segundo a metodologia definida no mesmo, o número acumulado de eixos padrão de 130 kN para o primeiro período de vida de 10 anos:

$$NAEP_{130\text{ kN}} = 2.59 \times 10^6$$

De forma a garantir que o pavimento garantisse condições estruturais compatíveis com a possibilidade de se efectuar um reforço ao fim do primeiro período de 10 anos, deveria dispor de

uma vida restante, suficiente (cerca de 40%), de forma a não apresentar fendilhado, e por esta razão, considerar-se-á que os materiais que o constituem apresentam as mesmas características mecânicas que quando recém construído. Desta forma, considerando um grau de consumo de 40% ao fim de 10 anos, o número acumulado de eixos padrão correspondente, para efeitos de dimensionamento do pavimento, será:

$$NAEP_{130\text{kN}} = 6.47 \times 10^6$$

#### 7.2.5.4.2. ESTRUTURA DE PAVIMENTO PRECONIZADA PARA A PLENA VIA

Com base nas estruturas tipo preconizadas no Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional da JAE (1995), foi adoptado uma estrutura com as camadas de sub-base em solo-cimento fabricado "in-situ". Deste modo, o dimensionamento da estrutura do pavimento foi efectuado para a seguinte estrutura (Figura 7.1):

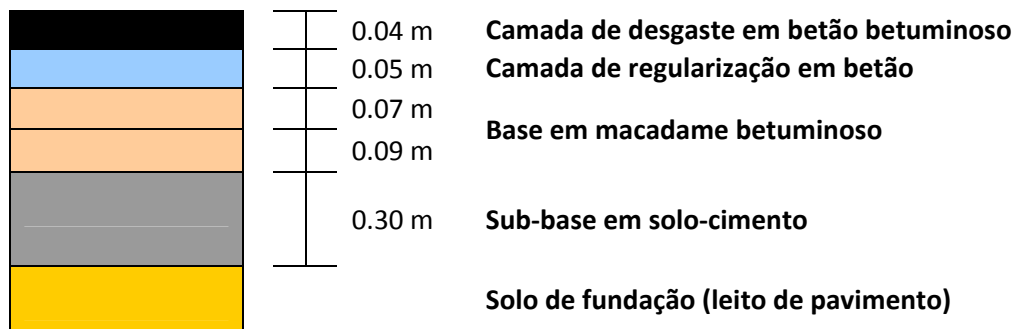


Figura 7.1 – Estrutura do pavimento em estudo

Ao fim do décimo ano de vida do pavimento está prevista a aplicação de um reforço constituído por uma nova camada de betão betuminoso drenante.

#### 7.2.5.4.3. VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA DO PRECONIZADA PARA A PLENA VIA

A partir do  $NAEP_{130\text{kN}}$ , e com base nos critérios de dimensionamento definidos anteriormente para as camadas betuminosas e para a fundação, foram determinadas as seguintes extensões admissíveis para a estrutura de pavimento preconizada:

Quadro 7.7 – Extensões admissíveis para a estrutura do pavimento

Extensão admissível	Valor
Tracção	$\varepsilon_{adm}^t = 142 \times 10^{-6}$
Compressão	$\varepsilon_{adm}^c = 357 \times 10^{-6}$

Por outro lado, recorrendo ao programa de cálculo automático BISAR, desenvolvido pela SHELL, determinou-se para a situação de aderência da camada de solo-cimento, as extensões de cálculo que ocorrem na estrutura de pavimento em causa, nomeadamente, na base das camadas betuminosas e no topo da fundação, quando a mesma é solicitada por um eixo padrão de 130 kN apresentadas no seguinte quadro:

Quadro 7.8 – Extensões calculadas para a estrutura do pavimento

Extensão calculada	Valor
Tracção	$\varepsilon_{cal}^t = 76 \times 10^{-6}$
Compressão	$\varepsilon_{cal}^c = 213 \times 10^{-6}$

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que a estrutura projectada permite respeitar os critérios de dimensionamento atrás enunciados, sendo os valores determinados para a extensão de tracção na base da camada de macadame betuminoso e para a extensão de compressão no topo da fundação inferiores às extensões admissíveis correspondentes ao número acumulado de eixos padrão de 130 kN em que se traduziu o tráfego previsto para o período de vida útil do projecto.

A partir do software BISAR obteve-se o valor da tensão máxima de tracção ( $\sigma_t$ ), verificando-se que, para a estrutura em causa, e considerando a aplicação de um eixo padrão de 130 kN, apresenta o valor de 0.2 MPa.

Com base na expressão [3] que define o critério de ruína em causa, considerando o número acumulado de eixos padrão de 130 kN de projecto, obteve-se o valor da tensão de rotura ( $\sigma_r$ ) do material de 0.44 MPa.

A partir deste resultado é possível determinar a resistência à compressão diametral através da expressão:

$$R_{cd} = \sigma_r / 1.5 [6]$$

Obteve-se então um valor de 0.29 MPa para a resistência à compressão diametral, valor este que permite concluir que são cumpridas as características mecânicas exigidas para a mistura solo-cimento.

### 7.3. ESTUDO LABORATORIAL

#### 7.3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DOS MATERIAIS

O caderno de encargos da obra, impunha que os solos a utilizar no tratamento com cimento deveriam satisfazer as seguintes características quando misturado “in situ”:

Quadro 7.9 – Características dos solos a tratar com cimento

Parâmetro	Requisito
Dimensão máxima das partículas	100mm
Índice de plasticidade	≤ 12%

Relativamente à mistura de solo com cimento, esta teve de obedecer às seguintes características:

Quadro 7.10 – Características dos solos tratados com cimento

Parâmetro	Requisito
Teor de ligante	≥ 3%
Resistência à tracção por compressão diametral aos 7 dias	≥ 0.2 MPa
Resistência à tracção por compressão diametral aos 28 dias	≥ 0.3 MPa
Resistência à compressão simples aos 28 dias	≥ 2.0 MPa
Teor em água	≥ $w_{opt}-1\%$

### 7.3.2. TIPO DE MATERIAIS UTILIZADOS

O solo proveniente da obra e utilizado no estudo de formulação laboratorial era constituído por areia siltosa com algum cascalho fino a médio disperso, sendo vulgarmente designado por saibro granítico.

O ligante hidráulico utilizado no estudo de formulação foi um cimento CEM II/B-L 32.5 N.

### 7.3.3. METODOLOGIA DO ESTUDO LABORATORIAL

O estudo laboratorial teve início com a execução dos ensaios de caracterização do solo e do ligante hidráulico.

De forma a proceder à caracterização do solo e do cimento foram realizados os seguintes ensaios segundo as respectivas normas:

Quadro 7.11 – Ensaios de caracterização do solo utilizado no estudo de formulação

Ensaio	Norma
Análise granulométrica	LNEC E 239
Limites de liquidez e Plasticidade	NP 143
Equivalente de Areia	LNEC E 199
Ensaio de azul-de-metileno	NF P 94-068
Compactação Proctor Modificado	LNEC E 197

Quadro 7.12 – Ensaios de caracterização do cimento utilizado no estudo de formulação

Ensaio	Norma
Análise granulométrica	LNEC E 234
Determinação da massa volúmica	LNEC E 64
Determinação da superfície específica	LNEC E 65

Os ensaios realizados na caracterização do solo permitiram determinar os seguintes valores:

Quadro 7.13 – Resumo dos resultados de caracterização do solo

Ensaio	Norma	Resultados	
Análise Granulométrica	LNEC E 239	P#3/4''	100.0 %
		P#3/8''	98.8 %
		P#nº4	94.1 %
		P#nº10	79.2 %
		P#nº20	56.4 %
		P#nº40	41.7 %
		P#nº60	33.1 %
		P#nº140	22.8 %
		P#nº200	20.3 %
Equivalente de Areia	LNEC E 199	26 %	
Limites de Consistência	NP-143	Limite de Liquidez	N.P.
		Limite de Plasticidade	N.P.
Compactação Proctor <sub>mod</sub>	LNEC E 197	$\gamma_d$ máx	1.864 g/cm <sup>3</sup>
		$w_{opt}$	12.3 %
Teor em água	NP-84	14.8 %	
Ensaio de Azul-de-metileno	NF P 94-068	0.18 g/100g <sub>solo</sub>	

Pela análise dos resultados, verifica-se que o solo utilizado no estudo cumpria os requisitos indicados no quadro 7.9, podendo ser tratado com cimento.

De acordo com os ensaios de análise granulométrica e limites de consistência, o solo foi classificado como A-1-b (0) segundo a classificação AASHO e SM segundo a unificada da ASTM.

Após a caracterização dos materiais foram realizadas três misturas hidráulicas com 3, 4 e 5 % de cimento, para as quais se determinou o teor em água óptimo e o peso volúmico seco máximo através do ensaio de proctor modificado. Apresenta-se no quadro seguinte os valores determinados para cada uma das percentagens de cimento estudadas:

Quadro 7.14 – Ensaio Proctor modificado sobre as misturas de solo-cimento

Percentagem de cimento	Peso volúmico seco máximo *	Teor em água óptimo inicial **	Teor em água óptimo final ***
(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	(%)
3	1.878	11.9	11.4
4	1.885	12.0	11.6
5	1.938	11.5	11.0

\* Calculado com teor em água final

\*\* Teor em água do solo antes da mistura com cimento

\*\*\* Teor em água do solo após a mistura com cimento

Com a adição do cimento, tal como seria espectável, verifica-se um aumento do peso volúmico máximo. Verifica-se também uma redução do teor água óptimo após a mistura com cimento, resultante da água consumida pela mistura, derivada da hidratação do cimento.

Após a determinação destes valores, para cada uma das misturas foram moldados provetes, fazendo-se variar o teor em água entre  $\omega_{opt} - 1\%$ ,  $\omega_{opt}$  e  $\omega_{opt} + 2\%$ .

Para cada teor em água moldaram-se dois provetes para compressão diametral aos 7 dias, dois para os 28 dias e dois para a compressão simples aos 28 dias, com 178 mm de altura e 152 mm de diâmetro (equivalente ao molde CBR sem espaçador), de acordo com a norma espanhola NLT 305.

Para se manter uma energia de compactação equivalente à do Proctor Modificado, os provetes foram executados dispondo-se o solo em 5 camadas e compactando-se cada camada com 86 pancadas. Durante a moldagem dos provetes determinou-se o teor de humidade inicial e final, segundo a norma NP-84.

Após serem extraídos do molde, os provetes foram colocados numa câmara de acondicionamento com temperatura ambiente de 20°C e humidade relativa de 95 %, sendo envolvidos numa película impermeável de forma a reter a humidade, e onde permaneceram até à data de ensaio.

Imediatamente após se ensaiar cada provete, determinou-se o teor em água respectivo, para cálculo da baridade seca após a cura.

Nas figuras 7.2, 7.3, 7.4 e 7.5, apresenta-se as prensas para execução dos ensaios de compressão simples e compressão diametral dos provetes moldados com adição de cimento



Figura 7.2 – Aspecto da prensa de compressão simples



Figura 7.3 – Provette após compressão simples



Figura 7.4 – Aspecto da prensa de compressão diametral



Figura 7.5 – Provette após compressão diametral

#### 7.3.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS INICIAIS

O quadro 7.15 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de compressão realizados aos provetes moldados, ensaiados aos 7 e aos 28 dias.

Quadro 7.15 – Resumo dos resultados de compressão diametral e simples

Porcentagem de cimento	Teor em água médio inicial *	Teor em água médio após cura	Baridade seca máxima após cura	Compressão diametral 7 dias	Compressão diametral 28 dias	Compressão simples 28 dias
(%)	(%)	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)
3	10.3	9.8	1.918	0.18	0.19	1.80
	12.6	11.8	1.948	0.12	0.15	1.49
	13.4	12.5	1.926	0.08	0.09	1.02
4	10.1	8.5	1.924	0.26	0.31	2.10
	11.1	9.1	1.912	0.28	0.32	2.20
	12.1	10.4	1.888	0.22	0.30	2.00
5	10.2	8.5	1.934	0.27	0.38	2.93
	11.0	9.2	1.970	0.33	0.44	3.62
	12.1	10.1	1.981	0.32	0.38	2.93

\* Valor médio do teor em água do solo antes da mistura com cimento

De forma a analisar o melhoramento transmitido pelo ligante hidráulico ao solo ao nível do incremento da resistência mecânica, apresenta-se a análise gráfica seguinte:

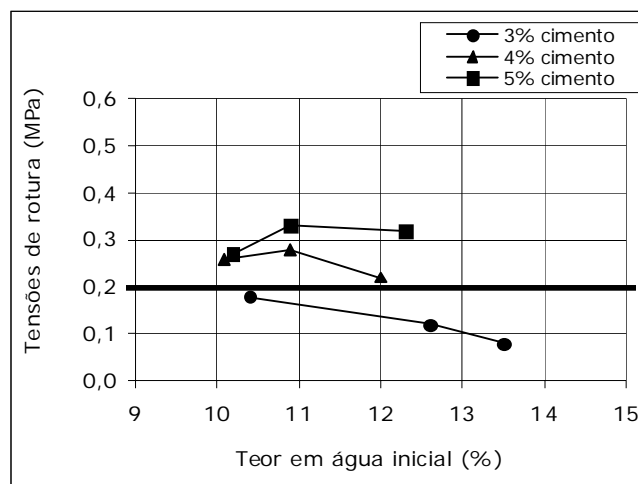


Gráfico 7.1 – Resultados da compressão diametral aos 7 dias

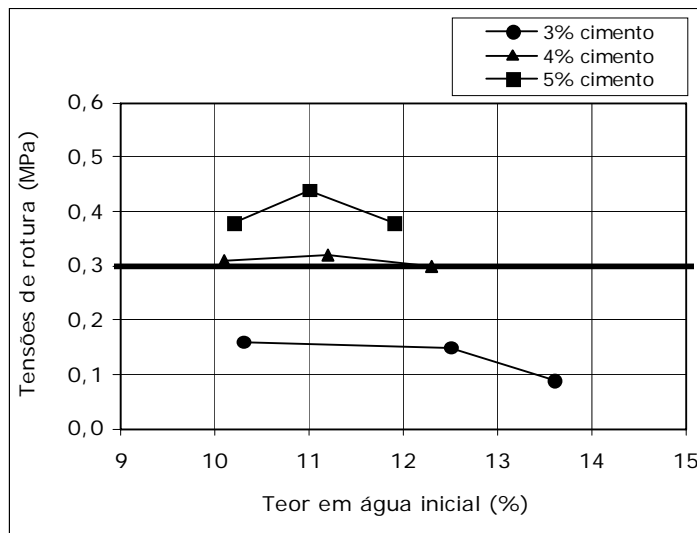


Gráfico 7.2 – Resultados da compressão diametral aos 28 dias

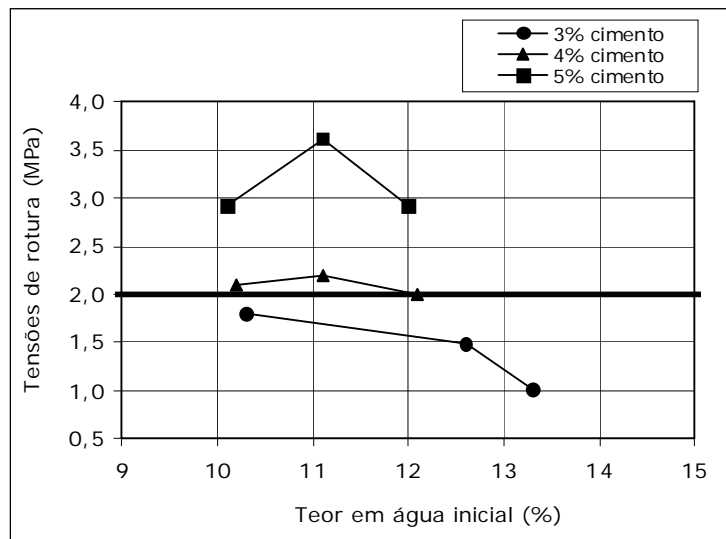


Gráfico 7.3 – Resultados da compressão simples aos 28 dias

Pela análise dos resultados, verifica-se que a percentagem de 3% de cimento é manifestamente insuficiente para garantir o valor mínimo de resistência à compressão exigido pelo caderno de encargos da obra. A percentagem de 5% de cimento ultrapassa consideravelmente a resistência mínima imposta, mas é objectivo do estudo de formulação garantir um equilíbrio entre os factores técnicos e os factores económicos, sendo por isso o valor de 4% de cimento o valor adequado para estabilizar a mistura de solo cimento em obra, dado que também cumpre os requisitos mínimos impostos. Desta forma, o solo foi estabilizado em obra com um teor em água

inicial (antes da mistura com o cimento) de  $11\% \pm 1\%$  e com 4 % de cimento do tipo CEM II/B-L 32.5 N.

#### **7.4. PROCESSO CONSTRUTIVO EM TRECHO EXPERIMENTAL**

Previamente à execução da camada de solo-cimento, foi necessário testar a percentagem de cimento definida no estudo de formulação através da execução de um trecho experimental. O trecho experimental foi executado com a extensão de 150 metros, realizado na plena via, tendo como objectivo a verificação da adequação dos métodos construtivos e equipamentos utilizados.

Nele foram comprovados os seguintes aspectos:

- Profundidade e eficácia da desagregação do solo e homogeneidade da mistura com o cimento;
- Adequação dos meios de compactação;
- O teor em água de compactação mais adequado;
- O grau de compactação e percentagem em cimento efectivo em toda a espessura da camada;
- A espessura da camada e a sua regularidade superficial;
- O processo de cura de protecção superficial.

Durante a execução do trecho experimental, foram colhidas amostras de solo estabilizado que foram ensaiadas para se determinar se estariam de acordo com as condições especificadas quanto às suas características físicas (grau de desagregação do solo, granulometria, limites de consistência, equivalente de areia, teor em humidade) e mecânicas (compacidade, resistência à tracção por compressão diametral aos 7 e 28 dias).

Uma vez transportado e descarregado o material, procedeu-se ao seu espalhamento e regularização com o recurso a uma motoniveladora (Figura 7.6).



Figura 7.6 – Espalhamento do solo com a motoniveladora

Nesta fase procedeu-se ao controlo do teor em água do solo, o qual, no momento da mistura com o cimento, garantiu uma mistura uniforme com o equipamento disponível. Este teor não diferiu do valor fixado no estudo de formulação laboratorial em mais de 2%, em relação ao peso da mistura.

O espalhamento do ligante foi efectuado por meios mecânicos, através de um espalhador de marca PANIEN (Figura 7.7), munido de um sistema de doseamento volumétrico, controlado pela velocidade de espalhamento, que permite uma distribuição uniforme pela superfície da camada de acordo com a dosagem pré-estabelecida.

Este espalhador, adaptado ao chassis de um camião basculante, possui uma capacidade de 12 m<sup>3</sup> e uma largura de espalhamento máxima de 2,2 metros.

A distribuição do ligante foi efectuada por faixas paralelas, adjacentes e sem sobreposição, tendo-se realizado o processo num intervalo de tempo não superior a 1 hora de modo a obter-se uma mistura homogénea sem grumos de cimento.



Figura 7.7 – Espalhamento do ligante

O controlo da percentagem de cimento foi efectuado através da colocação de tabuleiros para recolha do ligante, aquando do seu espalhamento, e respectiva pesagem (Figura 7.8).



Figura 7.8 – Controlo da percentagem de cimento

A mistura do cimento com o solo foi realizada recorrendo a uma misturadora Pulvimixer RACO 250, equipada com um disco de grades de eixo horizontal, com velocidade regulável, responsável pela mistura, numa largura de 2,2 metros.

Este tipo de equipamento tem a particularidade de permitir em simultâneo a mistura e o controlo da espessura da camada, neste caso de 30 cm, através da profundidade atingida pelas respectivas grades. A regulação automática da profundidade, que pode ir até aos 50 cm, é efectuada através de um indicador de profundidade graduado, situado no exterior da cabine, entre a grade de discos e o chassis traseiro.

A velocidade do equipamento deverá ser regulada de forma a reduzir ao mínimo o arraste longitudinal do material.



Figura 7.9 – Misturadora pulverizadora RACO 250

No troço experimental foi constatado que uma passagem era suficiente para garantir a homogeneização da mistura (Figura 7.9).

Esta operação é iniciada logo após o espalhamento, de modo a evitar a formação de grumos de cimento na camada, como anteriormente mencionado.



Figura 7.10 – Aspecto da mistura após passagem da RACO 250 e controlo do teor em água

A compactação foi efectuada longitudinalmente, sendo aconselhável que esta operação seja concluída num intervalo de tempo não superior a 3 horas desde a mistura com o cimento de forma a permitir a correcta hidratação do cimento (Figura 7.11).



Figura 7.11 – Compactação na fase inicial (cilindro de rolo)

A capacidade de suporte da camada de solo-cimento do aterro experimental foi testada com base na análise da deflexão, medida através do ensaio de Viga Benkelman de acordo com a norma AASHTO T 256, sete dias após a sua execução (Figura 7.12).

A deflexão média determinada para a camada de solo-cimento do trecho experimental foi de 39/100 mm, verificando-se que a mesma cumpre os requisitos indicados pelo LCPC que indica que

para o bom desempenho de uma camada de solo-cimento, sete dias após a execução de cada troço, as deflexões deverão ser inferiores a 50/100 mm.



Figura 7.12 – Ensaio com a Viga Benkelman

## 7.5. AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DA MISTURA DE SOLO-CIMENTO ATRAVÉS DA PRENSA PC-DIAM

### 7.5.1. INTRODUÇÃO

Este trabalho teve também como objectivo estudar um ensaio que permite avaliar em laboratório, antes da passagem à produção da mistura de solos tratados com ligantes hidráulicos, os critérios de ruína da mistura através do módulo de deformabilidade secante. Este ensaio permite determinar não só a carga de rotura de um provete de solo-cimento moldado com determinadas dimensões, mas também determinar o seu módulo de deformabilidade secante, de acordo com a norma francesa NF P98-232-3.

Este equipamento foi desenvolvido pelo LCPC – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, sendo que o princípio do ensaio consiste em submeter um provete de solo tratado a uma compressão diametral por intermédio de uma pressão que levará o provete à rotura.

Este ensaio aplica-se a saibros e solos finos tratados com ligantes hidráulicos de forma a aplicar em aterros e leitos de pavimentos. Os provetes podem ser moldados em laboratório ou extraídos directamente do local da obra através de carotagem.

### 7.5.2. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O equipamento de ensaio é constituído por cinco partes distintas (figura 7.13):

- Uma prensa de compressão (A);
- Um extensómetro (B) de medição da variação do diâmetro horizontal do provete;
- Uma célula de carga (C) que permite medir a força aplicada no provete;
- Uma caixa de aquisição (D) dos valores de força e de deslocamento;
- Uma caixa de controlo (E) do circuito pneumático que permite regular a velocidade de aplicação da carga.

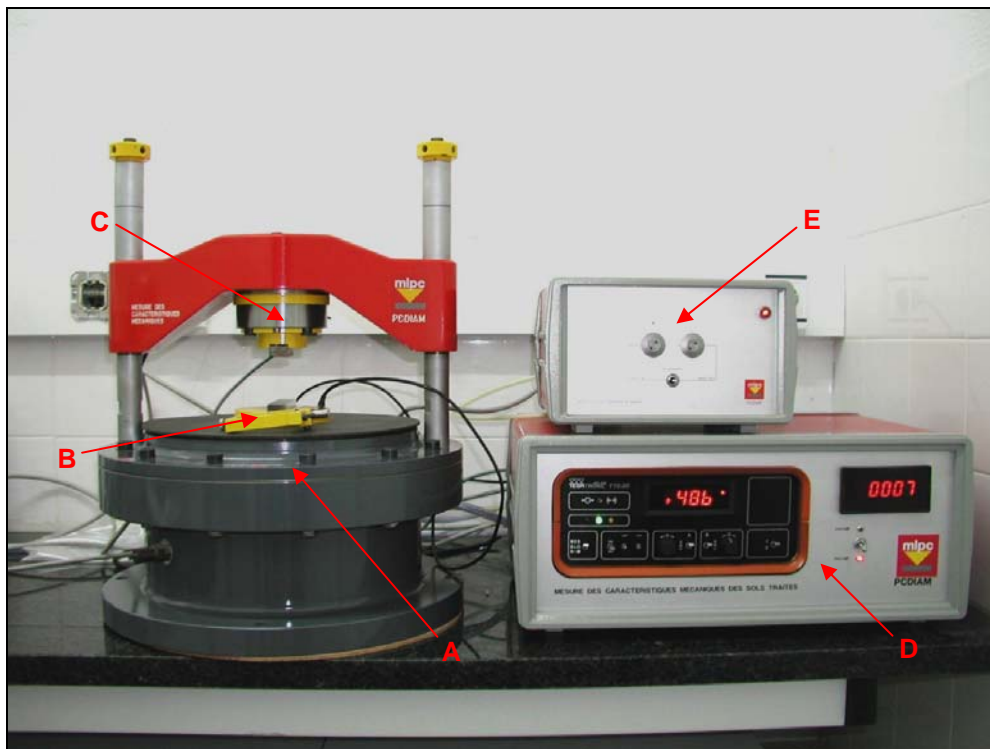


Figura 7.13 – Aspecto geral do equipamento de ensaio

A prensa é composta por um corpo, que desempenha a função de reservatório de ar comprimido, um pistão, duas hastes, uma travessa onde está acoplada a célula de carga que permite ser regulada para ensaios em provetes com 50 ou 100 mm de diâmetro.

A aplicação da força é feita através de ar comprimido cujo caudal aplicado é regulado pela caixa de controlo permitindo impor a velocidade de rebenamento do provete de acordo com a norma de ensaio.

A prensa está dotada de um sistema que regula o curso do pistão, a fim de evitar o esmagamento do provete após a rotura e proteger o extensómetro de choques violentos.

O extensómetro consiste num caixilho rectangular onde está montado um transdutor de deslocamento (Figura 7.14).

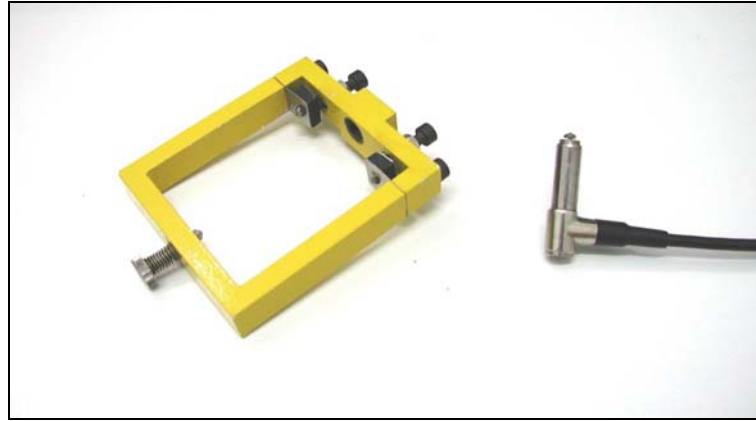


Figura 7.14 – Extensómetro e transdutor de deslocamento

Este caixilho (Figura 7.15) é apoiado directamente sobre o provete, no plano horizontal em três pontos, 1, 2 e 3. No ponto 1, o apoio é assegurado por um parafuso fixo ao caixilho. Os pontos 2 e 3 estão ligados ao caixilho por lâminas rígidas no plano vertical e flexíveis no plano horizontal. Estas lâminas permitem que o caixilho permaneça estável ao longo do ensaio.

A força exercida pelo caixilho no provete é regulada pelos parafusos 4 e 5 e por umas pastilhas de borracha. Estas pastilhas e a flexibilidade horizontal das lâminas permitem a livre dilatação do diâmetro horizontal.

O sistema não provoca constrangimento nas variações do diâmetro horizontal medidas pelo transdutor de deslocamento fixo ao caixilho no ponto 6. A resolução do sistema de ensaio é superior a  $1 \times 10^{-5}$  mm.

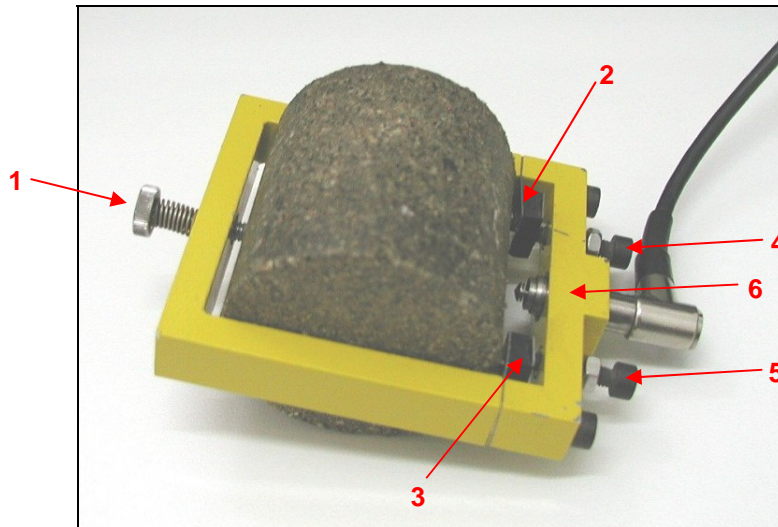


Figura 7.15 – Aspecto da colocação do provete no extensómetro

### 7.5.3. PREPARAÇÃO DOS PROVETES

Os provetes de ensaio são moldados de forma cilíndrica com 50 mm de diâmetro e 50 mm de altura, sendo a moldagem realizada por compressão estática, de acordo com o indicado na norma de ensaio.

O equipamento necessário para a moldagem dos provetes consiste num molde cilíndrico, dois pistões, dois espaçadores, um pistão extractor e um dispositivo de extracção do provete moldado conforme esquematizado na figura 7.16.

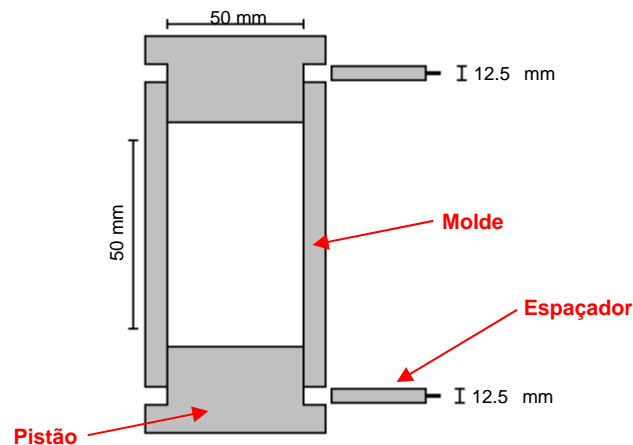


Figura 7.16 – Equipamento de moldagem

Determina-se a quantidade de solo necessária para se obter o peso volúmico pretendido para cada uma das percentagens de cimento através da expressão [7], sendo conhecido o volume final do provete.

$$M = \frac{V \times \gamma_d \times (100 + w)}{100} \quad [7]$$

V – Volume do provete (cm<sup>3</sup>)

W – Teor em humidade (%)

$\gamma_d$  – Peso volúmico seco do provete (g/cm<sup>3</sup>)

M – Massa teórica do provete (g)

No estudo realizado foram moldados 6 provetes para ensaio aos 7 dias e outros tantos provetes para ensaio aos 28 dias, com o teor de humidade óptimo de 11.1%, obtido no estudo de formulação, fazendo-se variar a percentagem de cimento em 3%,4% e 5%.

O quadro 7.16 resume os pesos dos provetes a moldar em função de cada percentagem de cimento.

Quadro 7.16 – Peso dos provetes a moldar

Percentagem de cimento	(%)	3	4	5
Peso volúmico seco máximo	(g/cm <sup>3</sup> )	1.878	1.885	1.938
Teor em água óptimo inicial	(%)	11.1	11.1	11.1
Perda de humidade	(%)	0.9	1.4	0.8
Teor em água óptimo inicial corrigido	(%)	12.0	12.5	11.9
Peso do provete	(g)	206.50	208.19	212.90
Peso mínimo do provete após a cura	(g)	202.37	204.03	208.65

Descreve-se em seguida os procedimentos de moldagem dos provetes. Os provetes são moldados introduzindo-se um dos espaçadores entre o pistão inferior e o molde enchendo-se o mesmo com a quantidade de solo determinada e colocando-se o outro espaçador entre o pistão superior e o molde (Figura 7.17).



Figura 7.17 – Introdução do solo no molde

Coloca-se o molde numa prensa e aplica-se carga até que os pistões encostem aos espaçadores. Liberta-se então a carga e retiram-se os espaçadores. Aplica-se então, novamente carga durante pelo menos 10s até que os pistões sejam completamente introduzidos no molde. A carga deve ser mantida durante pelo menos 10s (Figura 7.18).



Figura 7.18 – Moldagem do solo dentro do molde

Após a moldagem, os provetes são imediatamente desmoldados por extracção, sendo envolvidos numa película impermeável e conservados verticalmente em câmara húmida a uma temperatura de  $20 \pm 1^\circ\text{C}$  e uma humidade superior a 90%, até à data do ensaio (Figuras 7.19 e 7.20).



Figura 7.19 – Extracção do provete compactado



Figura 7.20 – Preparação do provete para cura

#### 7.5.4. COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS PROVETES

Após decorrer o tempo definido para a cura do provete, realiza-se a compressão diametral dos mesmos. Antes de submeter o provete a ensaio, este é pesado e verifica-se se o seu peso não é inferior ao peso limite definido pela norma (Figura 7.21).



Figura 7.21 – Pesagem do provete

Adapta-se então o extensómetro ao provete, o qual se coloca na prensa de modo a que a sua geratriz esteja devidamente centrada. Após ser verificada a horizontalidade do extensómetro é aplicada uma carga contínua com uma variação de tensão de  $0,1 \pm 0,01$  MPa/s até que se verifique a rotura do provete (Figura 7.22).



Figura 7.22 – Rotura do provete

Os valores de deformação e de carga aplicada são registados através de um software específico, permitindo o tratamento dos resultados posteriormente.

#### 7.5.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os valores de resistência à compressão diametral e o módulo secante a 30% da resistência à compressão diametral são calculados através das expressões [8] e [9]:

$$R_{cd} = 2 \times \frac{F_r}{\pi \phi h} \quad [8]$$

$$E = 0.3 \times \frac{k}{h} \times \frac{F_r}{\Delta \phi_{30}} \quad [9]$$

Sendo que

$R_{cd}$  – Resistência à compressão diametral

E – Módulo secante a 30% da resistência à compressão diametral

$F_r$  – Carga de rotura

$\phi$  - Diâmetro do provete

h – altura do provete

$\Delta \phi_{30}$  – Variação do diâmetro a 30% da carga de rotura

k – Constante independente da dimensão do provete, k=0.291

A partir dos resultados obtidos nos e utilizando as expressões indicadas acima, obteve-se os seguintes resultados para uma média de dois provetes para cada percentagem de cimento:

Quadro 7.17 – Resistência à tracção e Módulo secante

Percentagem de cimento	Tempo de cura	Resistência à tracção	Incremento de resistência à tracção aos 28 dias	Módulo de deformabilidade secante	Incremento de rigidez aos 28 dias
		(MPa)	(%)	(MPa)	(%)
3	7 dias	0.159	-	230	-
4		0.271	-	353	-
5		0.323	-	620	-
3	28 dias	0.287	81	1249	443
4		0.386	42	2656	652
5		0.455	41	3542	471

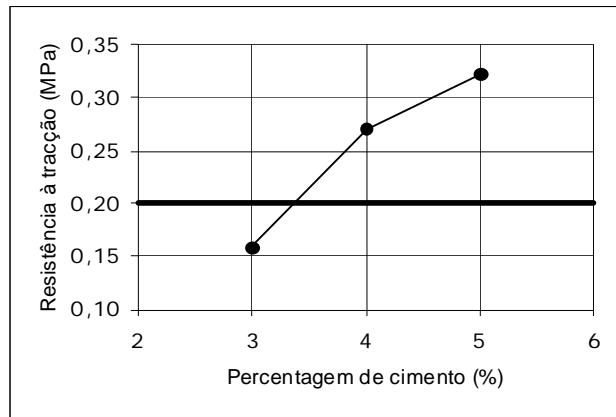


Gráfico 7.4 – Compressão diametral aos 7 dias

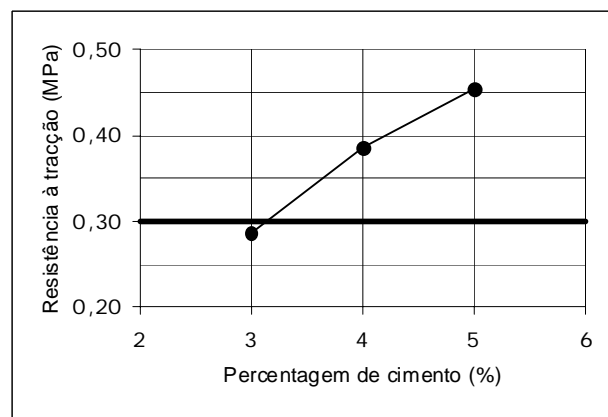


Gráfico 7.5 – Compressão diametral aos 28 dias

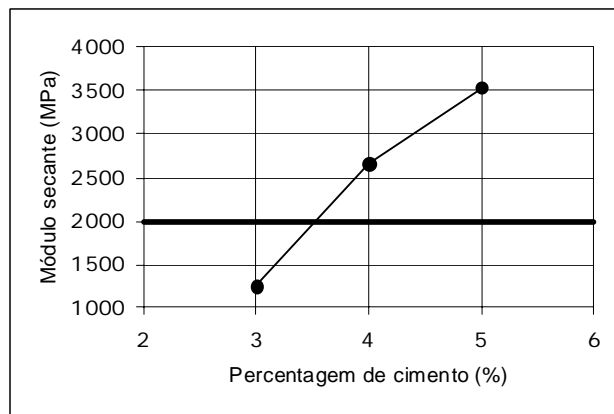


Gráfico 7.6 – Módulo de deformabilidade aos 28 dias

Pela análise dos resultados, conclui-se que para a percentagem de cimento determinada no estudo de formulação de 4%, a aplicar na estabilização do solo, a mistura apresenta um módulo

de deformabilidade secante de aproximadamente 2656 MPa, valor superior aos 1500 MPa arbitrado em projecto.

Com a determinação em laboratório do módulo deformabilidade da mistura de solo-cimento através da prensa PC-Diam e recorrendo ao software Bisar, verificou-se novamente os critérios de ruína, obtendo-se as extensões apresentadas no quadro seguinte:

Quadro 7.18 – Extensões recalculadas em função do módulo determinado em laboratório

Rotura por:	Extensão admissível	Extensões calculadas para 1500 MPa	Extensões recalculadas para 2656 MPa
Tracção	$\varepsilon_{adm}^t = 142 \times 10^{-6}$	$\varepsilon_{cal}^t = 76 \times 10^{-6}$	$\varepsilon_{cal}^t = 48 \times 10^{-6}$
Compressão	$\varepsilon_{adm}^c = 357 \times 10^{-6}$	$\varepsilon_{cal}^c = 213 \times 10^{-6}$	$\varepsilon_{cal}^c = 123 \times 10^{-6}$

Verificou-se que as extensões reais obtidas através do módulo determinado em laboratório são inferiores as determinadas através do modulo arbitrado em projecto, cumprindo também as extensões admissíveis definidas.

A partir do software BISAR obtêm-se igualmente o valor real da tensão máxima de tracção ( $\sigma_t$ ), verificando-se que, para a estrutura em causa, e considerando a aplicação de um eixo padrão de 130 kN, apresenta o valor de 0.192 MPa.

Com base na expressão [3] que define o critério de ruína, considerando o número acumulado de eixos padrão de 130 kN de projecto, obteve-se o valor da tensão de rotura ( $\sigma_r$ ) do material de 0.42 MPa.

A partir deste resultado e de acordo com expressão [6] determinou-se novamente a resistência à tracção em compressão diametral tendo-se obtido um valor de 0.28 MPa para a resistência à compressão diametral, o que permite concluir que apesar do valor ter diminuído ligeiramente continua a verificar por arredondamento as características mecânicas exigidas para o solo-cimento impostas no quadro 7.3.

De acordo com Moreira & Paul (2000), caso a dosagem de cimento fosse superior a 4%, este aumento de ligante na mistura de solo-cimento, teria como consequência o aumento do módulo dessa camada (aumento da sua rigidez), embora podendo ocorrer a ruína do pavimento caso estivesse sobrejacente a uma fundação com fracas características de deformabilidade (baixo modulo) devido as elevadas tensões geradas na base da camada de solo-cimento.

Segundo os mesmos autores, a definição das características de deformabilidade dos materiais a utilizar nos pavimentos, constitui um elemento fundamental e condicionante no dimensionamento das estruturas.

## **7.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Através da análise dos resultados obtidos no estudo de formulação, e nos ensaios obtidos através da prensa PC-DIAM, apresenta-se as seguintes considerações finais deste capítulo:

- De forma a otimizar a percentagem a utilizar na estabilização de um solo com cimento, deve-se dentro do possível, garantir um controlo apertado do stock de material existente em obra de forma a que os materiais enviados para o laboratório para execução do estudo de formulação sejam o mais representativos possível do material a utilizar em produção;
- Um estudo de formulação executado sobre amostras cujas características geotécnicas diferem dos materiais existentes em obra, poderá originar que a percentagem de cimento definida seja insuficiente para garantir os valores de capacidade de carga expectável em produção para o material a estabilizar, podendo originar patologias graves na restante estrutura do pavimento;
- A utilização da prensa PC-DIAM com o objectivo de determinar o módulo de deformabilidade de misturas tratadas com ligantes hidráulicos, apresenta-se como uma mais-valia, dado que permite em laboratório aferir se a mistura cumpre os critérios de ruína impostos em projecto antes da passagem à produção, sendo fundamental que o material a utilizar nos ensaios de compressão diametral seja representativo do material existente em obra;
- De forma a que os valores obtidos nos ensaios de compressão diametral na prensa PC-DIAM sejam o mais representativos possível, deverá ser garantida a correcta mistura do solo com o cimento, bem como um processo de cura adequado em laboratório, de forma a permitir a correcta hidratação do ligante;
- As extensões de tracção na base das camadas betuminosas e de compressão na fundação, bem como a tensão de tracção na base da camada de solo-cimento sofrem alterações substanciais, sendo que as primeiras diminuem e a ultima aumenta;
- Verifica-se que o critério determinante para a ruína do pavimento consiste na tracção excessiva na base da camada de solo-cimento;

- O aumento da dosagem de ligante numa mistura de solo-cimento, que tem como consequência o aumento do módulo dessa camada, ou seja, o aumento da sua rigidez, pode conduzir à ruína do pavimento, quando sobrejacente a uma fundação com fracas características de deformabilidade (baixo módulo), dadas as elevadas tensões que são geradas na base da camada de solo-cimento;
- A definição das características de deformabilidade dos materiais a utilizar nos pavimentos, constitui um elemento fundamental e condicionante no dimensionamento das estruturas;

CAPÍTULO 8

---

**SOLO-CAL (CASO PRÁCTICO)**

## **8. SOLO-CAL (CASO PRÁTICO)**

### **8.1. INTRODUÇÃO**

O segundo caso prático estudado foi realizado no âmbito da execução de uma obra do Aeroporto de Lisboa, situado na Portela designada como ALS – Plataformas Sul, empreitada executada pela empresa MOTA-ENGIL, Engenharia e Construção, S.A., tendo como objectivo rentabilizar os materiais provenientes das escavações no local. A considerável percentagem de finos e valores de equivalente de areia baixo inviabilizavam a utilização dos solos nas camadas de leito de pavimento e de sub-base, originando a necessidade de transportar materiais de escavação a vazadouro e adquirir materiais apropriados em empréstimos, raros nas imediações da obra. Para obviar este conjunto de problemas, efectuou-se um estudo aprofundado para avaliação da possibilidade de estabilização destes solos com cal, cujos resultados se procurarão evidenciar em seguida.

### **8.2. DESCRIÇÃO DA OBRA**

A empreitada onde foi aplicada a técnica em estudo, consiste na criação de novas áreas de estacionamento de aeronaves no Aeroporto da Portela. A obra é constituída por cinco Lotes, que correspondem a projectos diferentes, designadamente o Lote 1 – Plataformas Sul (ZULU), Lote 2 – Plataformas Sul Nascente (ECHO), Lote 3 – Reforço e Alargamento do Caminho Periférico, ligação ao Novo Terminal de Carga, Lote 4 – Separadores de Hidrocarbonetos e Lote 5 – Diversos.

No tipo de obra em questão, ocorreram trabalhos de terraplenagens para execução das plataformas de suporte dos diversos tipos de pavimentos a aplicar, onde foram reutilizados solos resultantes das escavações tratados com cal e aplicados em camadas de leito de pavimento. Foram aplicados pavimentos em misturas betuminosas, para circulação das viaturas de apoio ao funcionamento do aeroporto, bem como pavimento rígido nas zonas de estacionamento das aeronaves. As camadas de base, da zona de estacionamento das aeronaves foram tratadas com cimento, com o objectivo de reforçar o comportamento mecânico da estrutura de pavimento.

A técnica de solo-cal foi aplicada no Lote 1 – Plataforma Sul (Zulu), tendo a prospecção geotécnica sido realizada tanto no Lote 1 – Plataforma Sul (Zulu), como no Lote 2 – Plataforma Sul Nascente (ECHO).

### 8.3. PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

Foi executada uma campanha de prospecção geotécnica, para identificação e caracterização mecânica das formações ocorrentes nos terrenos onde seria construída a Plataforma Sul Nascente (E) – Lote 2 no âmbito do Plano de Desenvolvimento do Aeroporto de Lisboa. Nesta campanha, além da análise de elementos bibliográficos relativos às características geológicas da região enquadrada por um reconhecimento de campo preliminar, foram executados 4 poços de amostragem, para recolha de amostras remexidas, e 6 sondagens mecânicas à rotação, com amostragem contínua, durante as quais foram executados 59 ensaios de penetração dinâmica – SPT.



Figura 8.1 – Local da prospecção Geotécnica

#### 8.3.1. EXECUÇÃO DOS POÇOS DE AMOSTRAGEM

Para reconhecimento da estrutura do maciço de fundação, foram executados quatro poços de amostragem, para recolha de amostras e deteção dos níveis freáticos. Os poços foram abertos com recurso a uma retroescavadora até o equipamento ter esgotado a sua capacidade de escavação.



Figura 8.2 – Execução dos poços de amostragem

### 8.3.2. ENQUADRAMENTO GEOLOGICO

A campanha de prospecção permitiu identificar, à superfície, aterros areno-argilosos, com entulho, até cerca dos 2,5 metros de profundidade na zona Norte e Este da Plataforma. Na zona sul, a espessura dos aterros aumenta até aos 16,5 metros, tornando-se mais argiloso e exibindo pontualmente blocos de betão e fragmentos de betuminoso. Sob estes aterros ocorrem as formações do Miocénico. Estas formações que se encontravam descomprimidas na zona mais superficial, numa espessura que varia de 1 a 5 metros, eram constituídas por areias finas a médias, siltosas e pontualmente argilosas. Estas areias repousam sobre calcários gresosos, fossilíferos, medianamente compactos, com níveis arenosos e siltosos friáveis, exceptuando numa das sondagens efectuadas que termina numa areia fina a média, muito compacta.

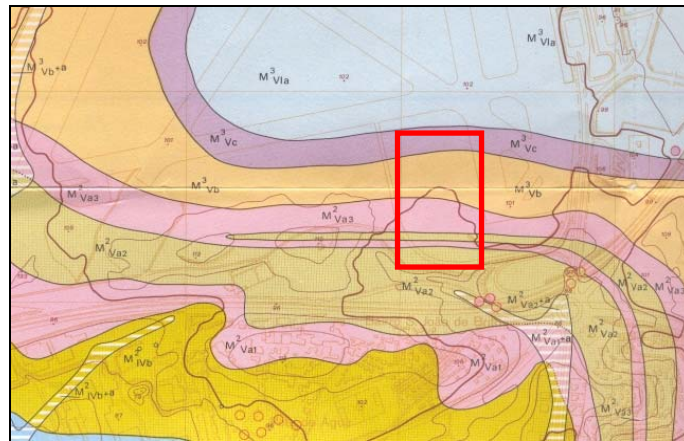


Figura 8.3 – Extracto da Carta Geológica de Lisboa com a localização da área estudada

### 8.3.3. ZONAMENTO GEOTÉCNICO

O dispositivo geológico – geotécnico interessado na campanha de prospecção, permitiu individualizar cinco horizontes geotécnicos, com base na caracterização macroscópica da amostragem e nos resultados dos ensaios SPT.

No Quadro 8.1 apresenta-se um resumo dos parâmetros geotécnicos, com interesse para o dimensionamento, nomeadamente:

- Peso volúmico ( $\gamma$ );
- Ângulo de resistência ao corte ( $\phi'$ );
- Coesão não drenada ( $c_u$ );
- Módulo de deformabilidade do maciço ( $E_m$ );

QUADRO 8.1 – Características mecânicas das zonas geotécnicas

ZONA GEOTÉCNICA	$N_{SPT}$ RQD	COMPACIDADE	$\gamma$ (1) (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (1) (°)	$E_m$ (2) (MPa)
G <sub>1</sub>	$N_{SPT} < 10$	Solto a muito solto	16 - 18	28 - 32	< 20
G <sub>2</sub>	$N_{SPT} 10 - 30$	Medianamente compactidade	18 - 19	32 - 35	40 - 80
G <sub>3</sub>	$N_{SPT} 30 - 60$	Compacto	19 - 20	35 - 38	80 - 150
G <sub>4</sub>	$N_{SPT} > 60$	Muito compacto	20 - 21	38 - 40	> 150
G <sub>5</sub>	$N_{SPT} > 60$ RQD 0 - 80%	Maciço rochoso muito a medianamente alterado	21 - 23	40 - 45	300 - 400

( 1 ) - Valores estimados empiricamente, por correlação, a partir dos ensaios SPT;

( 2 ) – Valores estimados empiricamente, por correlação ( ensaios SPT ), correspondentes a trajetórias de compressão.

As tensões admissíveis indicadas neste quadro 8.3 não são valores fixos para cada tipo de terreno. Variam, por isso, em função do tipo de estrutura, das dimensões, da forma e da profundidade das fundações, bem como dos assentamentos admissíveis (Bowles, 1988). Nestas condições, os valores indicados, para as tensões no contacto terreno – sapata, foram calculados tendo por base assentamentos verticais máximos de 0,025m e fundações directas, perfeitamente horizontais, com largura  $B=2,0\text{m}$ , submetidas a cargas estáticas verticais e fundadas à profundidade  $D>B$ . Por outro lado, as tensões admissíveis foram estabelecidas considerando que o bolbo de tensões se encontra, na totalidade, dentro de cada horizonte geotécnico específico. A figura 8.4 representa a planta de localização da prospecção, os perfis geológico – geotécnicos interpretativos e o zonamento geotécnico efectuado na obra.

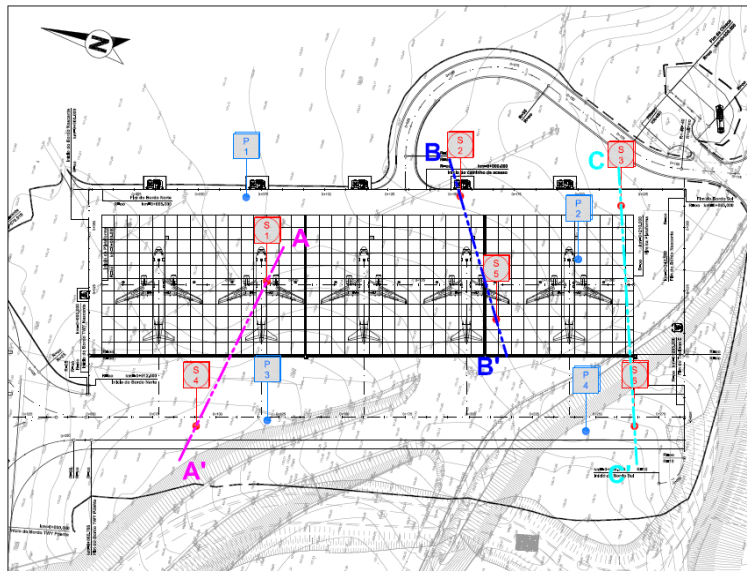


Figura 8.4 – Planta de localização de sondagens e poços

Apresenta-se na figura 8.5 o perfil geológico interpretativo mais norte da plataforma, onde é possível identificar o aterro heterogéneo areno-argiloso, bem como os estratos de areia fina a média e de calcário gresoso.

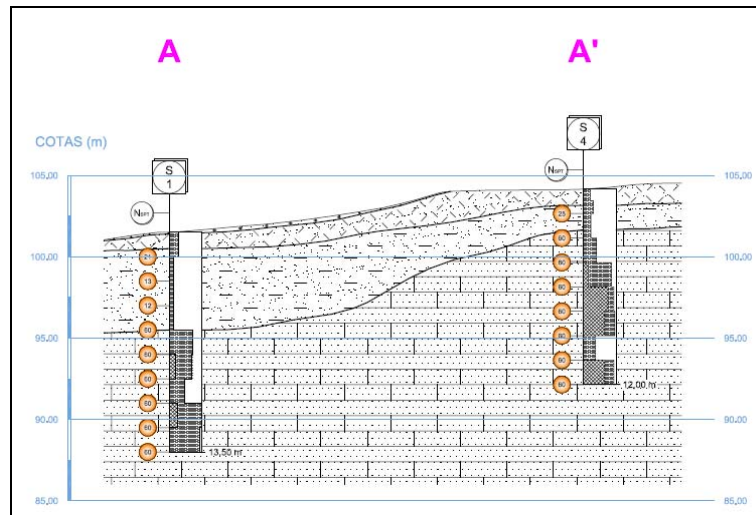


Figura 8.5 – Perfil geológico interpretativo (A-A')

Na figura 8.6 representa-se o zonamento geotécnico do mesmo perfil, onde são visíveis três das zonas identificadas anteriormente no quadro 8.3, constituídas por solo solto a medianamente compactado e pelo maciço rochoso.

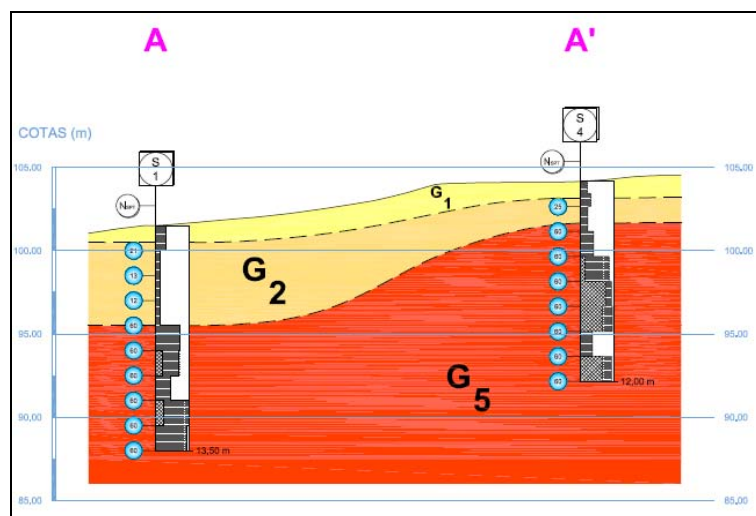


Figura 8.6 – Zonamento geotécnico (A-A')

## 8.4. ESTUDO DOS SOLOS EXISTENTES EM OBRA

### 8.4.1. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS A TRATAR E TRATADOS COM CAL A UTILIZAR EM LEITO DE PAVIMENTO

Os materiais para camada de leito de pavimento em solos, devem ser constituídos por solos de boa qualidade, isentos de detritos, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias nocivas, devendo obedecer às seguintes características (Caderno de Encargos da ex-JAE, 1998):

QUADRO 8.2 – Características do solo a utilizar em camadas de Leito de Pavimento (CE da ex-JAE, 1998)

Parâmetro	Critério
Dimensão máxima das partículas	≤ 75 mm
Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM	≤ 20%
Limite de liquidez	≤ 25%
Índice de plasticidade	≤ 6%
Equivalente de areia mínimo	≥ 30%
Valor de azul-de-metileno	≤ 2,0 g/100g solo
Valor de CBR a 95% da compactação relativa do Proctor Modificado	≥ 10%
Expansibilidade pelo ensaio CBR	≤ 1,5%;
Percentagem de matéria orgânica	0%.

No caso em que um solo não cumpra as características para ser usado como leito de pavimento, este pode ser tratado com cal, devendo obedecer às seguintes características (Caderno de Encargos da ex-JAE, 1998):

QUADRO 8.3 – Características do solo a tratar com cal (CE da ex-JAE, 1998)

Parâmetro	Critério
Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM	≤ 85%
Índice de plasticidade	≥ 20%
Percentagem de matéria orgânica	≤ 2%
Valor de CBR a 95% da compactação relativa do Proctor Modificado	≥ 5%

A mistura de solo-cal deverá resultar de um estudo de formulação efectuado em laboratório, em que a mistura do solo tratado com cal deve cumprir as seguintes características (Caderno de Encargos da ex-JAE, 1998):

QUADRO 8.4 – Características do solo tratado com cal (CE da ex-JAE, 1998)

Parâmetro	Critério
Percentagem de cal	≥ 4%
Limite de liquidez	≤ 25%
Índice de plasticidade	≤ 6%
Expansibilidade pelo ensaio CBR	≤ 0,3%
Valor de CBR a 95% da compactação relativa do Proctor Modificado:	> 20%

#### 8.4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS

Na sequência de informação geotécnica obtida na campanha de prospecção referida em 8.3 referente à Plataforma sul Nascente, designada por lote 2, detectou-se materiais de aterro de fraca compacidade, com espessuras variáveis entre 2.0 e 16.0m, cujas características não permitiam a sua utilização como leito de pavimento, conduzindo a uma reformulação do projecto através da substituição dos materiais existentes por materiais com características definidas para utilização em leito de pavimentos, numa espessura de 1.0m abaixo da cota de base do leito de pavimento.

Na tentativa de solucionar o problema da substituição dos solos no Lote 2, foi realizada uma caracterização laboratorial ao stock de solos resultantes de escavações realizadas na plataforma do Lote 1, bem como de amostras colhidas em poços realizados no local a fim de verificar a sua adequabilidade para esse efeito.

Os ensaios laboratoriais executados com o objectivo de caracterizar as amostras recolhidas foram realizados segundo as normas apresentadas no quadro 8.5.

Quadro 8.5 – Ensaios laboratoriais realizados nas amostras de prospecção

Ensaio	Norma
Teor em água	NP 84
Azul-de-metileno	NF P 94-068
Limites de consistência	NP 143
Equivalente de areia	LNEC E 199
Percentagem de matéria orgânica	JAE S 9-53
Ensaio de compactação Proctor	LNEC E 197
Ensaio CBR	EN 13286-47

Apresenta-se nos quadros 8.9 e 8.10 um resumo dos resultados obtidos através dos ensaios laboratoriais, onde é possível verificar que nenhum dos solos caracterizados para os lotes 1 e 2 não cumprem as exigências para utilização directa em camadas de leito de pavimento (Quadros 8.6 e 8.7).

Quadro 8.6 – Verificação do cumprimento das exigências para utilização em camada de Leito de Pavimento (Prospecção Lote 1)

Parâmetro	Critério	P1	P2	P3	P4	Stock
Dimensão máxima das partículas	≤ 75 mm	✓	✓	✓	✓	✓
Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM	≤ 20%	✗	✗	✗	✗	✗
Limite de liquidez	≤ 25%	✓	✓	✗	✗	✓
Índice de plasticidade	≤ 6%	✓	✓	✗	✓	✓
Equivalente de areia mínimo	≥ 30%	✗	✗	✗	✗	✗
Valor de azul-de-metileno	≤ 2,0 g/100g solo	✓	✓	✗	✓	✓
Valor de CBR a 95% da compactação relativa do Proctor Modificado	≥ 10%	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	✗
Expansibilidade pelo ensaio CBR	≤ 1,5%;	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	✓
Percentagem de matéria orgânica	0%.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.

Quadro 8.7 – Verificação do cumprimento das exigências para utilização em camada de Leito de Pavimento (Prospecção Lote 2)

Parâmetro	Critério	P1	P2	P3	P4	P5
Dimensão máxima das partículas	≤ 75 mm	✓	✓	✓	✓	✓
Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM	≤ 20%	✗	✗	✓	✓	✗
Limite de liquidez	≤ 25%	✗	✓	✓	✓	✗
Índice de plasticidade	≤ 6%	✗	✗	✓	✓	✗
Equivalente de areia mínimo	≥ 30%	✗	✗	✗	✗	✗
Valor de azul-de-metileno	≤ 2,0 g/100g solo	N.D.	✓	N.D.	✓	✗
Valor de CBR a 95% da compactação relativa do Proctor Modificado	≥ 10%	✓	✓	✓	✓	N.D.
Expansibilidade pelo ensaio CBR	≤ 1,5%;	✓	✓	✓	✓	✓
Percentagem de matéria orgânica	0%.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.

Pela análise dos quadros 8.6 e 8.7, verifica-se que nenhum dos solos cumpre na totalidade os requisitos para serem utilizados em leito de pavimento, sendo que os parâmetros mais críticos para a não aprovação dos materiais são a percentagem de finos e o equivalente de areia, parâmetros estes que são directamente relacionáveis.

Tendo em conta a heterogeneidade do material estudado na prospecção, e tal como indicado anteriormente foi executado um stock de material proveniente da escavação e que cumpria os requisitos para ser tratado com cal, excepto o índice de plasticidade e a percentagem de matéria orgânica que não foi determinada, e cujo incumprimento não se revelou crítico para a melhoria das características do material através da adição de cal (Quadro 8.8).

QUADRO 8.8 – Verificação do cumprimento das exigências para tratamento do solo do stock com cal

Parâmetro	Critério	Stock
Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM	$\leq 85\%$	✓
Índice de plasticidade	$\geq 20\%$	✗
Percentagem de matéria orgânica	$\leq 2\%$	N.D.
Valor de CBR a 95% da compactação relativa do Proctor Modificado	$\geq 5\%$	✓

Quadro 8.9 – Campanha de prospecção do lote 1

Amostra	Proveniência	Litologia	Teor em água		Equivalente de areia (%)	Azul de Metileno (g/100gsolo)	Compactação Proctor		CBR				Granulometria	Limites de Consistência			Classificação	
			(%)	(%)			$\rho_{máx}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Wopt (%)	Expansão (95% CR) (%)	2,5mm a 95%CR (%)	5,0mm a 95%CR (%)	L.L. (%)		L.P. (%)	I.P. (%)	AASHO	UNIF.	
1	P1	Areia Siltosa	10,7	22	0,66	-	-	-	-	-	-	26,1	NP	NP	NP	A-2-4(0)	SM	
2	P2	Areia Argilo-siltosa	12,3	19	0,99	-	-	-	-	-	35,2	22	17	5	A-2-4(0)	SC-SM		
3	P3	Argila Magra	19,9	7	4,23	-	-	-	-	-	92,9	40	18	22	A-6(13)	CL		
4	P4	Areia Siltosa	16,5	9	1,62	-	-	-	-	-	42,2	30	24	6	A-4(1)	SM		
5	Stock	Areia Siltosa	11,8	14	1,15	1,948	11,6	0	20	25	22,7	NP	NP	NP	A-2-4(0)	SM		

Quadro 8.10 – Campanha de Prospecção do Lote 2

Amostra	Proveniência	Litologia	Teor em água		Equivalente de areia (%)	Azul de metileno (g/100gsolo)	Compactação Proctor		CBR				Granulometria	Limites de Consistência			Classificação	
			(%)	(%)			$\rho_{máx}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Wopt (%)	Expansão (95% CR) (%)	2,5mm a 95%CR (%)	5,0mm a 95%CR (%)	L.L. (%)		L.P. (%)	I.P. (%)	AASHO	UNIF.	
1	P1(2,00-3,00)m	Areia argilosa	10,6	11	---	---	1,980	10,0	0	12	14	49,50	27	17	10	A-4(3)	SC	
2	P2(1,00-3,00)m	Areia argilosa	12,8	13	1,66	---	1,978	8,1	1	10	10	34,20	23	14	9	A-2-4(0)	SC	
3	P3(0,80-2,00)m	Areia siltosa	5,7	26	---	---	2,000	9,1	0	27	33	19,10	NP	NP	NP	A-1-b(0)	SM	
4	P4(0,20-1,60)m	Areia siltosa	9,6	24	0,75	---	2,080	7,9	0	25	31	18,95	NP	NP	NP	A-1-b(0)	SM	
5	P4(1,60-3,20)m	Argila magra arenosa	19,2	7	2,88	---	---	---	---	---	---	56,53	32	13	19	A-6(8)	CL	

## 8.5. ESTUDO DE SOLO-CAL

### 8.5.1. INTRODUÇÃO

Tendo em conta a impossibilidade de utilização dos solos provenientes da prospecção directamente em camadas de leito de pavimento, foi realizado um estudo laboratorial com o objectivo de melhorar as características do material proveniente do stock através da adição de cal. Tendo em conta a urgência em obra no reaproveitamento dos materiais de escavação e na obtenção de resultados, procurou-se estabelecer a utilização de uma percentagem de cal que garantisse à partida o melhoramento do material a aplicar, sendo a sua optimização estudada posteriormente caso existisse possibilidade.

Foi então executado um estudo para determinação do comportamento da amostra representativa do stock, após a adição de 3% de cal.

### 8.5.2. CARACTERÍSTICAS DA CAL UTILIZADA NA EXECUÇÃO DO ESTUDO LABORATORIAL

A cal a utilizar no tratamento do solo em obra foi cal viva (sendo que em situações particulares poderia ser utilizada cal apagada), podendo ser utilizada em pó ou sob a forma de leitada, no caso de teores em água naturais dos solos abaixo do óptimo, determinado pelo ensaio de compactação Proctor.

Na execução do estudo laboratorial foi utilizada uma cal aérea viva cálcica com a designação comercial “PROVIACAL® Q2”, produzida pela Lusical – Companhia Lusitana de Cal, S.A. No quadro 8.11 apresenta-se as características físicas e químicas da mesma.

Quadro 8.11 – Propriedades da cal utilizada no estudo laboratorial (Fonte: Lusical)

Propriedades	Valores
CO <sub>2</sub>	≤ 3,5 %
CaO <sub>T</sub>	≥ 92 %
SiO <sub>2</sub>	≤ 0,3 %
S	< 0,3 %
Retidos no 2,0 mm	< 5 %
Densidade aparente	≈ 1,0
Reactividade à água t <sub>60</sub>	< 25 min

Nota: CaOT – T como significado de total

De acordo com a classificação definida na norma NP EN 459-1, a cal utilizada na execução do estudo é classificada como CL90-Q.

### 8.5.3. ESTUDO LABORATORIAL

Os prazos impostos para conclusão da obra, em particular no que se refere a execução da camada de leito de pavimento, condicionaram o estudo laboratorial, quer na quantidade de ensaios quer nas percentagens de cal a testar. Tal como indicado no ponto anterior, inicialmente apenas foram realizados ensaios para uma percentagem de 3% de cal, tendo-se posteriormente realizado também ensaios para uma percentagem de 2% de cal. O programa de ensaios para execução do estudo laboratorial está definido no quadro 8.12, bem como as respectivas normas de referência.

Quadro 8.12 – Ensaio laboratoriais

Ensaio	Norma / Especificação
Limites de consistência	NP 143
Equivalente de areia	LNEC E 199
Ensaio de compactação Proctor	LNEC E 197
Ensaio de IPI	EN 13286-47
Ensaio CBR	EN 13286-47
Ensaio de compressão simples	EN 13286-41

A amostra para execução do estudo foi seca ao ar e a preparação da mistura foi realizada através da adição de cal ao solo, procedendo-se de seguida à sua homogeneização. Para os ensaios de compactação e CBR posteriormente foi adicionada uma determinada quantidade de água de forma a atingir o teor em água pretendido e realizada a mistura de forma a garantir uma boa homogeneização da amostra. Após estes procedimentos, a mistura permaneceu em repouso por um período de cerca de duas horas dentro de recipientes hermeticamente fechados (Cruz et al., 2008).

#### 8.5.3.1. ENSAIO DE EQUIVALENTE DE AREIA

Os ensaios de equivalente de areia foram realizados a 2 e 72 horas após a adição de cal ao solo, permanecendo a mistura durante esse período dentro de recipientes hermeticamente fechados.

Na figura 8.7 apresenta-se a execução do ensaio de equivalente de areia segundo a especificação LNEC E 199.



Figura 8.7 – Ensaio de Equivalente de Areia

### 8.5.3.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação realizados tiveram por objectivo principal a avaliação do valor máximo do peso volúmico (habitualmente designado por “baridade”) seco e do respectivo teor óptimo em água das misturas com as duas diferentes percentagens de cal estudadas. Os provetes de ensaio foram realizados com recurso a uma energia de compactação pesada em cinco camadas aplicando-se 55 pancadas em cada camada (PROCTOR modificado) segundo a metodologia de ensaio constante na especificação LNEC E 197.

Na figura 8.8, apresenta-se o compactador automático utilizado na compactação dos ensaios.



Figura 8.8 – Compactador Proctor

### 8.5.3.3. ENSAIO DE IPI – ÍNDICE PORTANTE IMEDIATO

Após a realização dos ensaios de compactação, os provetes foram submetidos imediatamente ao ensaio de IPI – Índice Portante Imediato, realizado segundo a norma EN13286-47. Este ensaio é executado imediatamente após a compactação do provete e sem placas de carga, e tem como objectivo transmitir indicações das condições de compactação e de traficabilidade do material durante a fase de construção, imediatamente após compactação da camada.

### 8.5.3.4. ENSAIO DE CBR

O ensaio CBR é um dos ensaios mais utilizados no dimensionamento de pavimentos flexíveis e trata-se de uma medida convencionalmente aceite da capacidade de suporte de um solo. No caso em estudo, o ensaio foi realizado conforme o descrito na norma EN13286-47, com recurso à imersão dos provetes por um período de 96 horas tendo-se utilizado duas placas de sobrecarga. Durante a fase de imersão em água foi avaliada a expansibilidade dos provetes

Na compactação dos provetes foi utilizada uma energia de compactação pesada e os provetes foram moldados sem variação de energia, ou seja, todos em 5 camadas com 55 pancadas por camada, variando-se apenas os teores em água da moldagem (Figura 8.9).



Figura 8.9 – Ensaio CBR

## 8.5.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS E “IN SITU” NO ATERRO EXPERIMENTAL

### 8.5.4.1. ENSAIOS DE EQUIVALENTE DE AREIA

No quadro 8.13 e tomando como referencia o valor inicialmente determinado na amostra do stock sem a adição de cal é possível verificar a evolução do parâmetro ao longo do tempo,

verificando-se um aumento significativo da “limpeza” do material, resultante da floculação das partículas. Este ensaio, apenas foi realizado para a 3% de cal.

Quadro 8.13 – Ensaio de Equivalente de Areia ao stock antes e após a adição de cal

Percentagem de cal	Tempo em repouso (horas)	Resultado EA (%)
0.0	0	14
3.0	2	22
3.0	72	51

#### 8.5.4.2. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E IPI

Foram realizados ensaios de compactação e de IPI para 0%, 2% e 3% de cal, com o objectivo de avaliar a influência em propriedades como a baridade seca máxima e o teor em água óptimo, bem como a capacidade portante imediata.

Apresenta-se no quadro 8.14 e nos gráficos 8.1 e 8.2, os resultados obtidos nos dois ensaios referidos.

Quadro 8.14 – Resumo dos resultados dos ensaios de compactação e IPI

Cal (%)	Baridade seca (kN/m <sup>3</sup> )	Teor em água (%)	Baridade seca máxima (kN/m <sup>3</sup> )	Teor em água óptimo (%)	IPI (2.5mm) (%)	IPI (5.0 mm) (%)
0.0	18.0	4.9	19.9	8.5	36.9	32.1
	19.5	6.7			87.5	77.3
	19.9	8.5			74.4	78.9
	19.7	9.8			43.5	54.9
	19.0	12.1			4.0	5.2
2.0	17.8	7.7	19.2	12.6	45.7	47.7
	18.6	9.2			60.3	65.0
	19.1	11.7			61.8	75.0
	19.1	13.5			46.4	61.4
	18.0	16.2			3.0	6.0
3.0	18.0	8.8	18.9	12.9	48.5	48.7
	18.6	10.8			66.7	68.7
	18.9	12.9			27.6	41.2
	18.3	14.7			10.7	15.3
	18.1	15.4			1.5	6.5

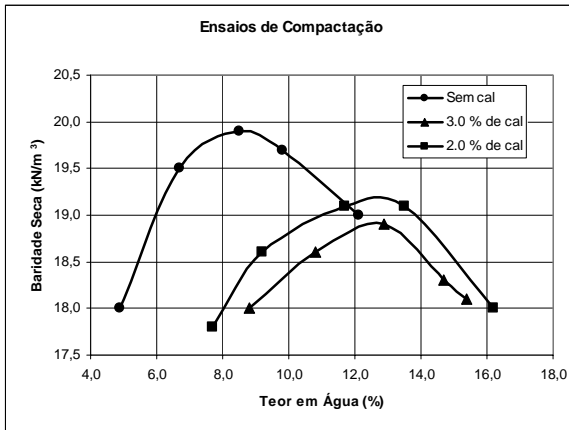


Gráfico 8.1 – Curvas de compactação

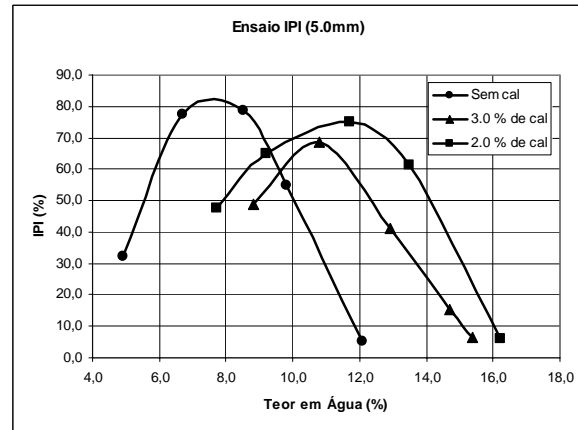


Gráfico 8.2 – Curvas de IPI

Através da análise dos resultados dos ensaios de compactação, verifica-se uma diminuição do peso volúmico seco máximo e um aumento do teor em água óptimo nas misturas tratadas com cal, quando comparadas com a mistura não tratada. Este tipo de comportamento, confirma as referências bibliográficas indicadas no guia técnico do LCPC (2005).

Relativamente aos ensaios de IPI, verifica-se que o teor em água óptimo das misturas tratadas situa-se na ordem dos 13%, sendo que os valores máximos de IPI se situam cerca de 1.0 a 2.0% abaixo do teor de água óptimo para a respectiva percentagem de cal. É possível também verificar que o maior valor de IPI ocorre no provete compactado do lado seco da curva de compactação não correspondendo ao teor em água óptimo do ensaio de compactação.

#### 8.5.4.3. ENSAIOS DE CBR

Quadro 8.15 – Resumo dos resultados dos ensaios de CBR

Cal	Baridade seca na moldagem	Teor em água na moldagem	Teor em água óptimo	Baridade seca máxima	Grau de compactação	CBR 2.5 mm	CBR 5.0 mm	Expansibilidade
(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)
0.0	17.0	8.7	8.5	19.9	85.4	2	2	0.8
	18.0	8.5			90.5	11	11	0.8
	19.5	8.7			98.0	41	43	0.7
2.0	17.1	14.3	12.9	18.9	91.5	30	29	0.02
	18.0	14.4			95.8	82	60	0.04
	18.8	14.2			99.5	96	84	0.07
3.0	17.3	13.2	12.6	19.2	89.1	24	25	0.00
	18.1	13.6			93.8	62	62	0.00
	18.8	13.6			97.9	54	95	0.02

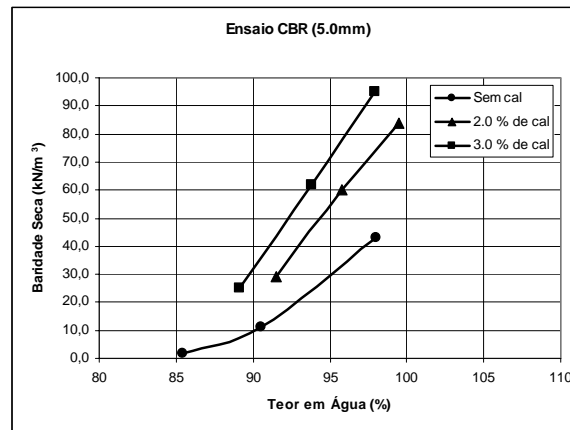


Gráfico 8.3 – Ensaio CBR

Da análise dos valores dos resultados de CBR apresentados no quadro 8.15, verifica-se um considerável aumento da rigidez com a adição de cal. Para 95% da compactação seca máxima e para a mistura sem adição de cal, foi determinado um valor de CBR de 31%. Adicionando 2% de cal obtemos para o mesmo grau de compactação, 53% de CBR enquanto que adicionando 3% de o valor de CBR aumenta para 71%. No que se refere à expansibilidade da mistura, verificou-se que a adição de cal torna o material insensível à presença da água.

#### 8.5.4.4. ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Foram moldados em laboratório, com o objectivo de avaliar o aumento da resistência e a diminuição da deformabilidade do solo em análise, dois provetes, um sem cal e outro com 3% de cal. O provete moldado com uma percentagem de cal de 3% foi conservado em recipiente fechado durante 7 dias a uma temperatura de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa superior a 95%. Posteriormente foi realizado o ensaio de compressão uniaxial, de acordo com a norma EN 13286-41, em cada um dos provetes. No quadro 8.16, apresenta-se os valores obtidos nos ensaios de compressão uniaxial.

Quadro 8.16 – Resumo dos resultados dos ensaios de Compressão Uniaxial

Cal	Baridade seca	Teor em água na moldagem	Tempo de cura	Tensão na rotura	Extensão na rotura
(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(dias)	(kPa)	(%)
0,0	18,8	8,1	-	256,0	1,1
3,0	18,1	13,4	7	620,8	1,7

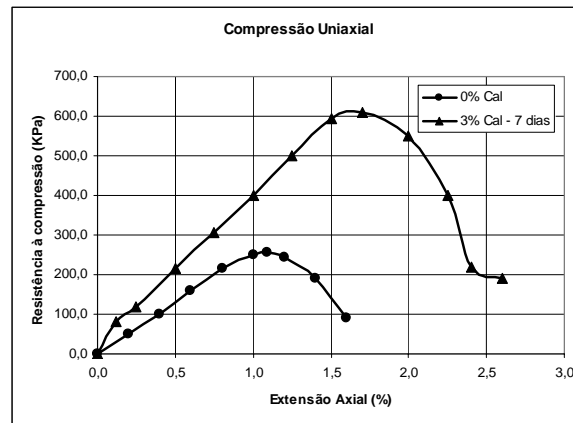


Gráfico 8.4 – Ensaio de Compressão Uniaxial

Da análise dos resultados, verifica-se um incremento considerável no valor da tensão de rotura que aumentou de 256kPa no provete sem cal para 620kPa no provete adicionado com 3% de cal, verificando-se correspondência no valor do módulo tangente inicial cujo valor passou de 26 para 55MPa, com 0% e 3% de cal respectivamente.

Em parceria com o Eng. Eduardo Neves e no âmbito da preparação da dissertação para obtenção do grau de Mestre sobre o tema “Estudo Laboratorial de Solos Tratados com Cal – Modelos de Comportamento”, e com o objectivo de estudar com mais pormenor o aumento da resistência em função da percentagem de cal definida, foram moldados em laboratório 7 provetes adicionais para a baridade óptima definida, sendo três deles moldados com 0% de cal, enquanto que os outros quatro foram moldados com 3% de cal. O processo de cura dividido em três tipos, cura à temperatura ambiente, cura em câmara húmida e cura dentro de um tanque com água, com a mesma a 1/3 da altura do provete. Os tempos de cura foram de 7 e 30 dias para cada conjunto de dois provetes.

Quadro 8.17 – Resumo dos resultados dos ensaios de Compressão Uniaxial adicionais

Cal (%)	Tempo de cura (dias)	Tipo de cura	Tensão na rotura (kPa)	Extensão na rotura (%)
0,0	-	Ambiente	229,5	2,5
3,0	7	Câmara Húmida	718,8	2,1
3,0	30	Câmara Húmida	1162,6	2,1
3,0	7	Tanque de água	465,2	2,2
3,0	30	Tanque de água	636,5	1,8

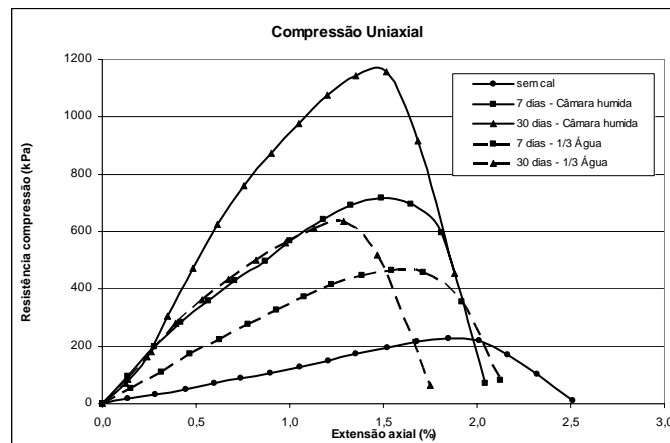


Gráfico 8.5 – Ensaio de Compressão Uniaxial (Provetes adicionais)

Pela análise dos resultados do quadro 8.17 e do gráfico 8.5, verifica-se que no que se refere ao provete sem adição de cal, o valor de pico da resistência à compressão está muito próximo do valor determinado para definição da percentagem a utilizar na execução do trecho experimental. O mesmo comportamento é idêntico para o provete tratado com 3% de cal e cujo rebentamento foi executado aos 7 dias. Verifica-se um incremento de carga muito significativo do provete com 3% de cal e com um tempo de cura de 30 dias, relativamente ao provete com um tempo de cura de 7 dias, comprovando-se os efeitos da cura no desenvolvimento dos processos de hidratação da cal e do seu contributo para o incremento da resistência do solo. Os provetes cuja cura se efectuou dentro de um tanque de água, apresentam tensões de rotura muito interessantes, não atingindo no entanto os valores obtidos com a cura em câmara húmida, pelo facto da eficiência da reacção pozolânica no efeito cimentador das partículas devido à acção da cal se desenvolver muito mais lentamente.

#### 8.5.4.5. ENSAIOS DE SENSIBILIDADE À ÁGUA

Ainda no âmbito dos processos de cura dos provetes indicados no ponto anterior e com o objectivo de verificar o efeito da cal na diminuição da sensibilidade à água do material a tratar, dos 7 provetes moldados, foram testados quatro provetes, sendo dois deles moldados com adição de 3% de cal para rebentamento por compressão uniaxial aos 7 e 30 dias, e outros dois sem adição de cal, os quais foram introduzidos num tanque com água, cuja altura da mesma atingia 1/3 da altura do provete. O tanque esteve inserido em ambiente controlado, com temperatura de  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e humidade superior a 95% (Figura 8.10).



Figura 8.10 – Ensaio de sensibilidade à água (Provetes após moldagem)

Imediatamente após a introdução dos provetes em água, verificou-se que as partículas dos provetes sem cal começaram a soltar-se, causando turvação na água, sendo que após uma hora de imersão em água os provetes sem cal acabaram por desmoronar por efeito da percolação da água no seu interior e diminuição da coesão (Figura 8.11).



Figura 8.11 – Ensaio de sensibilidade à água (Provetes após 1 hora de imersão)

Ao fim de sete dias quando foi realizado o primeiro ensaio de compressão uniaxial, verificou-se que os dois provetes tratados com cal se mantinham inalterados e insensíveis à água (Figura 8.12), verificando-se o mesmo aos provetes ensaiados aos 30 dias, que não apresentavam sinal de desagregação das partículas por acção da água, comprovando-se o contributo da dosagem de cal para diminuição da sensibilidade à água do material, tal como descrito na literatura.



Figura 8.12 – Ensaio de sensibilidade à água (Provetes com cal após 7 dias de imersão)

#### 8.5.4.6. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DO VALOR DE PH

Ainda no âmbito da parceria citada anteriormente foram também executados ensaios de determinação do valor de pH em amostras do material em estudo com 0%, 1.5%, 2.5% e 4.0%, como objectivo de verificar o critério definido no ponto 5.1.2.

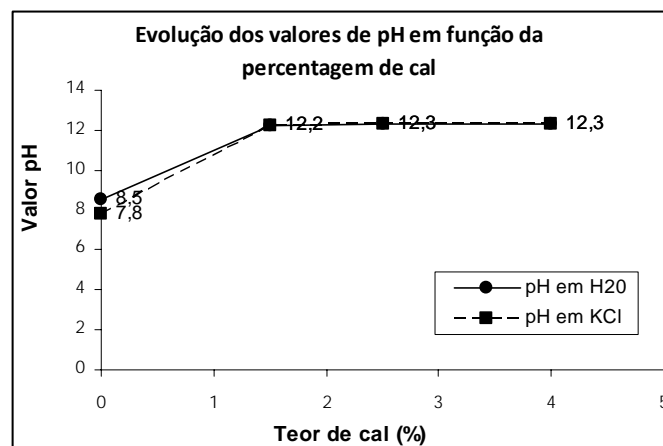


Gráfico 8.6 – Evolução do pH em função do aumento da percentagem de cal

Através da análise do gráfico 8.6, verifica-se que a estabilização do valor de pH em duas determinações sucessivas acontece para uma percentagem de cal de 2.5% mantendo-se estável para 4.0%, estando o valor de 3.0% usado para a estabilização da mistura em obra dentro deste intervalo.

Estes valores vêm confirmar o descrito na literatura, onde é indicado que a estabilização da percentagem de cal acontece para valores de pH na ordem de 12.4.

### 8.5.5. EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL

Com o objectivo de avaliar as condições de espalhamento, compactação e percentagens de cal a utilizar no tratamento dos solos para leito de pavimento, sub-base e base, foi executado em obra um aterro experimental cujo processo construtivo se descreve em seguida.

O aterro experimental foi executado em três faixas paralelas, cada uma delas com 4,0m de largura cada e 40,0m de comprimento. Os cilindros de compactação utilizados na execução do aterro experimental foram idênticos aos que se utilizaram já em período de produção.



Figura 8.13 – Regularização da camada de fundação

Após a regularização da camada de fundação do aterro (Figura 8.13) foram executadas 3 faixas de 5,0m de largura e 40m de comprimento com espessuras entre 0.20m e 0.30m, fazendo variar a percentagem de cal entre 0% e 3.5%.



Figura 8.14 – Espalhamento da cal

De forma a garantir a hidratação da cal aérea e as perdas de humidade devido ao aumento da temperatura resultantes da reacção exógena, adicionados relativamente ao teor em água óptimo, mais 1.5%, 2.0% e 2.5% de água para as percentagens de cal adicionadas de 2.5%, 3.0% e 3.5% respectivamente (Figura 8.14).



Figura 8.15 – Compactação da camada

O grau de compactação de cada camada foi determinado como recurso ao gamadensímetro, pontualmente aferido pelo método de determinação da baridade pela garrafa de areia. O ensaio de garrafa de areia foi realizado entre os dois pontos controlados pelo gamadensímetro e após a última passagem do cilindro, em todas as camadas executadas.

Considerou-se a compactação (Figura 8.15) terminada quando era atingido um valor de 98% da compactação relativa ou quando a evolução não apresentava incrementos significativos nas passagens subsequentes.

#### **8.5.6. ENSAIOS DE CARGA EM PLACA NO ATERRO EXPERIMENTAL**

Após a conclusão do aterro experimental foram executados ensaios de carga em placa, ao fim de 24h, 48h e 12 dias para percentagens de cal que variaram entre os 0 % e 3.5%.

Os ensaios de carga em placa foram executados segundo a norma DIN 18134, onde foram considerados escalões de carga máximos de 500kPa e de 450kPa, na primeira carga e na recarga respectivamente.

No quadro 8.18, resume os valores obtidos nos ensaios de carga em placa executados no aterro experimental.

Quadro 8.18 – Resumo dos resultados dos ensaios de carga em placa – Trecho Experimental

Tempo de cura	Parâmetro ECP	Porcentagem de cal (%)			
		0.0	2.5	3.0	3.5
24h	EV1 (MPa)	38.8	134.5	224.1	294.7
	EV2 (MPa)	90.9	247.7	434.2	494.7
	K	2.3	1.8	1.9	1.7
48h	EV1 (MPa)	-	-	335.5	232.4
	EV2 (MPa)	-	-	511.7	518.4
	K	-	-	1.5	2.2
12 dias	EV1 (MPa)	-	-	425.4	444.9
	EV2 (MPa)	-	-	797.5	659.5
	K	-	-	1.9	1.5

Através da análise dos resultados obtidos na execução dos ensaios de carga em placa no trecho experimental, verifica-se um aumento da rigidez do material tratado com cal ao longo do tempo. No gráfico 8.7 apresenta-se a evolução do módulo de deformabilidade em função do tempo e da percentagem de cal aplicada. Foram executados ensaios de carga em placa tendo em consideração diferentes tempos de cura, sendo executados 24 horas após a conclusão do aterro experimental para percentagens entre 0 e 3.5% de cal e 48 horas e aos 12 dias apenas para 3.0% e 3.5% de cal por impossibilidades logísticas e obra.

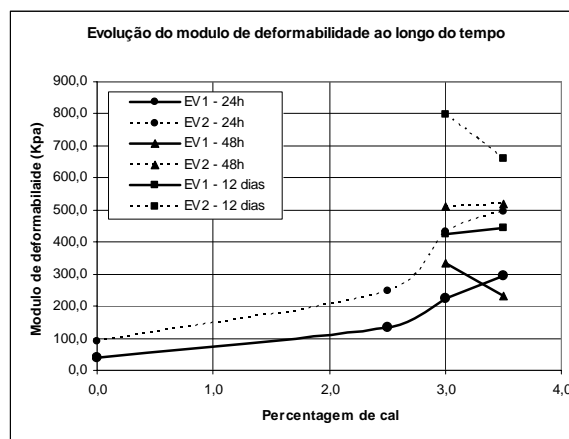


Gráfico 8.7 – Evolução do módulo de deformabilidade em função do tempo e da percentagem de cal

Tal como concluído por Cruz et al., 2008, as curvas dos ensaios executados 24h após a conclusão do aterro, evidenciam um aumento do módulo de deformabilidade mais acentuado de 2,5% para 3,0% de cal, tendendo para o valor referente a 3,5% de cal, apresentando-se paralelas entre si.

Relativamente aos valores às 48h e aos 12 dias, verifica-se uma tendência de estabilização no módulo de deformabilidade em função do aumento de cal. O valor de EV1 às 48 horas para a percentagem de cal de 3.5% não se revelou coerente, dado que deveria ser superior, tal como o valor de EV2 aos 12 dias para a percentagem de 3% de cal que deveria ser inferior.

De uma forma global, verifica-se que os valores de EV1, que representam o módulo de deformabilidade real do material compactado, foram superiores a 130 MPa, enquanto que os valores de EV2, que representam o valor limite de módulo de deformabilidade que o material pode atingir em condições de compactação ideais foram sempre superiores a 254 MPa.

Para percentagens iguais ou superiores a 3,0% de cal aplicada, verificou-se que os valores de EV1 e EV2 são superiores a 220MPa e a 430 MPa, respectivamente. Ao fim de 12 dias foi possível obter através dos ensaios executados valores de EV1 e de EV2 superiores a 400MPa e 600MPa respectivamente.

No gráfico 8.8 apresenta-se a evolução da rigidez do material em função do tempo de cura para as maiores percentagens de cal estudadas, 3.0% e 3.5% de cal, verificando-se um crescimento contínuo de ambos os módulos EV1 e EV2.

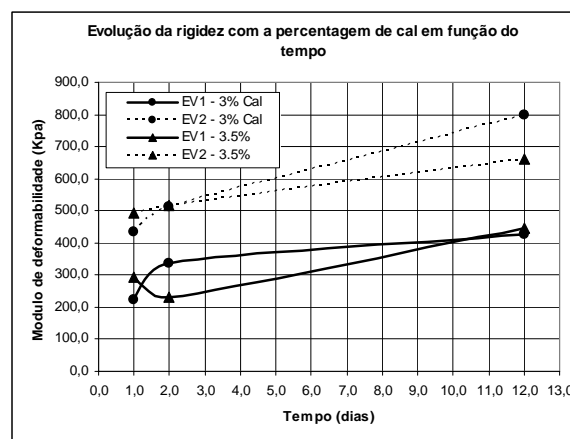


Gráfico 8.8 – Evolução da rigidez com a percentagem de cal em função do tempo

### 8.5.7. CAMPANHA DE ENSAIOS NO LEITO DE PAVIMENTO

Com o objectivo de aferir os resultados e tendências obtidas na campanha de prospecção inicial e nos ensaios de carga em placa executados ao aterro experimental, foi executada uma campanha adicional, já em produção, ou seja aquando da aplicação da camada de leito de pavimento.

O trecho de produção estudado com um comprimento de 100 m, foi dividido de acordo com o esquema apresentado na figura 8.16, com o objectivo de definir três faixas com percentagens de cal diferentes, 2.5%, 3.0% e 3.5%. De forma a referenciar os resultados obtidos com a amostra

“branca”, que se considera sem cal, foram paralelamente recolhidas amostras de cada uma das três zonas antes da aplicação de cada uma das percentagens de cal.

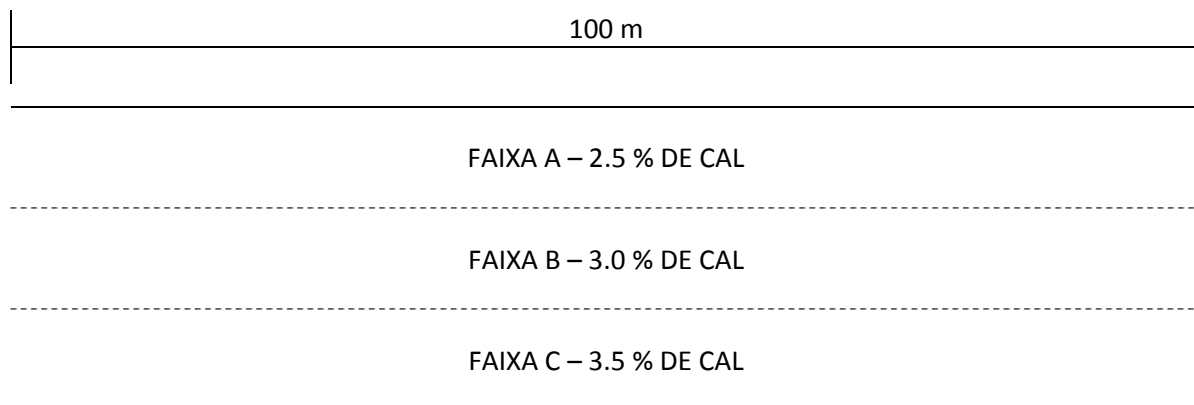


Figura 8.16 – Trecho estudado na camada de Leito de Pavimento

Em cada faixa foram realizadas colheitas de amostras de material antes do espalhamento da cal (amostra “branca”) e posteriormente recolhidas amostras após a aplicação de cada uma das percentagens de cal, para caracterização laboratorial. De forma a aferir o aumento da rigidez após aplicação da cal, foram realizados 2 ensaios de carga em placa por faixa 24 horas depois da aplicação.

No quadro 8.14, apresenta-se os resultados dos ensaios de caracterização laboratorial realizados nas amostras sem cal e com as três percentagens de cal estudadas. Foram realizados os mesmos ensaios laboratoriais efectuados no âmbito da campanha de prospecção.

De forma a verificar a alteração de cada uma das propriedades estudadas em função da adição das diferentes percentagens de cal estudadas, apresenta-se um conjunto de gráficos onde se analisa as alterações determinadas.

Tendo em conta que é fundamental que os valores de cal que sejam adicionados ao solo a tratar sejam reais e que o seu controlo seja rigoroso de forma a evitar uma sobredosagem do ligante, conduzindo a sobrecustos, ou por outro lado no caso de a dosagem ser inferior ao definido tornar-se contraproducente tecnicamente (Fortunato, 2008), foram realizados ensaios de determinação de carbonatos segundo norma APHA 2340C, em cada uma das amostras adicionadas com cal e colhidas em cada uma das faixas com o objectivo de determinar qual a percentagem real de cal em cada uma das zonas ensaiadas. Verificou-se que de facto, e provavelmente por motivos associados ao espalhamento da cal em cordão, existiram diferenças

entre a cal que foi definida aplicar em cada uma das zonas estudadas e a cal que efectivamente foi determinada após a mistura do material pela misturadora.

Quadro 8.19 – Ensaio de determinação da cal real

Percentagem de cal definida	Percentagem de cal determinada em laboratório nas amostras recolhidas	Diferença (%)
2.5	2.4	- 0.1
3.0	3.9	+ 0.9
3.5	3.3	- 0.2

### 8.5.8. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS E “IN SITU” NO LEITO DE PAVIMENTO

Apresenta-se no quadro 8.20 o resumo dos ensaios laboratoriais efectuados às amostras recolhidas em cada uma das zonas estudadas, em função da quantidade de cal definida e da quantidade de cal real, determinada em laboratório. Como valor comparativo que permitisse avaliar a evolução de cada um dos parâmetros determinados, em função da percentagem de cal adicionada, considerou-se a média dos valores determinados para as três amostras “brancas”.

Através do gráfico 8.9 é possível verificar um aumento da limpeza do material, comprovada pelo aumento em cerca de 50% do Equivalente de Areia relativamente à mistura sem cal, verificando-se também uma tendência de estabilização do valor a partir de 3.0% de cal adicionada. Estes dados comprovam as considerações existentes na bibliografia estudadas e referentes a este parâmetro.

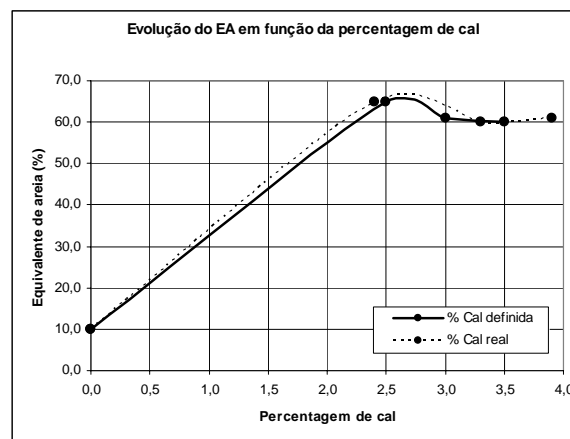


Gráfico 8.9 – Evolução do EA em função da percentagem de cal

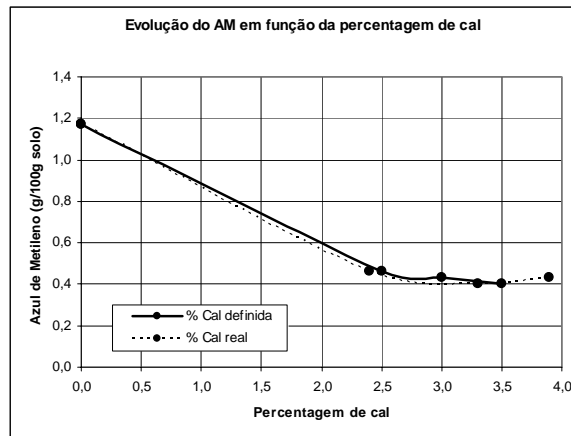


Gráfico 8.10 – Evolução do AM em função da percentagem de cal

Outro parâmetro importante de avaliar é o valor do Azul-de-metileno. Pela análise do gráfico 8.10 é possível verificar uma descida significativa, na ordem dos 2/3, do valor em função da percentagem de cal adicionada. À semelhança do valor de Equivalente de Areia, verifica-se também uma estabilização do valor de Azul-de-metileno a partir de 2.5% de cal adicionada. Tendo em conta o valor de máximo de 2.0 g/100g solo exigido pela generalidade dos cadernos de encargos conclui-se que a redução determinada beneficia largamente a aplicabilidade de materiais que ultrapassam este valor em camadas de leito de pavimento.

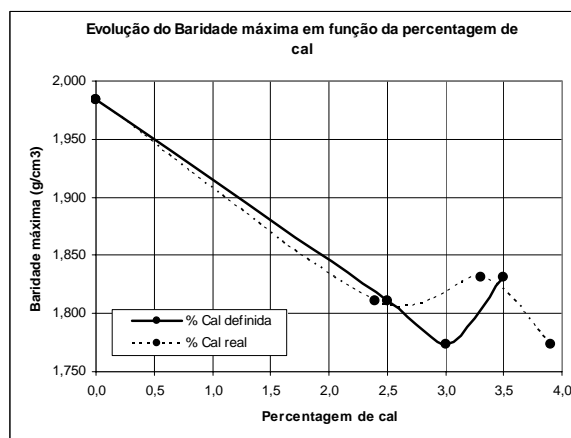


Gráfico 8.11 – Evolução do Baridade máxima em função da percentagem de cal

Tendo em conta o citado nas referências bibliográficas, e de acordo com os gráficos 8.11 e 8.12 comprova-se que com o aumento da percentagem de cal existe uma diminuição da curva Proctor, provocando uma diminuição da baridade máxima e um aumento do teor em água óptimo, o que implica uma menor sensibilidade à água tornado um material com características mais argilosas, num material mais arenoso aumentando a trabalhabilidade do mesmo.

Quadro 8.20 – Caracterização do solo aplicado no leito de pavimento antes e após a aplicação da cal

Amostra	Faixa	% Cal definida	% Cal real	Teorema em água		Equivalente de areia (%)	Azul de metileno (g/100g solo)	Compactação Proctor		CBR			Granulometria P#nº200 (%)
				(%)	(%)			$G_{\text{máx}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	W <sub>opt</sub> (%)	Expansão (95% CR) (%)	2,5mm (95% CR) (%)	5,0mm (95% CR) (%)	
1	A	0	0	3,6	9	1,33	1,970	9,3	0	12	15	34,5	
2		2,5	2,4	10,5	65	0,46	1,811	12,2	0	35	38	23,7	
3	B	0	0	2,8	10	1,27	1,975	9,1	0	12	15	30,5	
4		3,0	3,9	10,7	61	0,43	1,774	12,8	0	40	52	27,5	
5	C	0	0	1,1	11	0,91	2,006	9,1	0	12	16	30,9	
6		3,5	3,3	11,0	60	0,40	1,831	13,1	0	45	54	17,3	

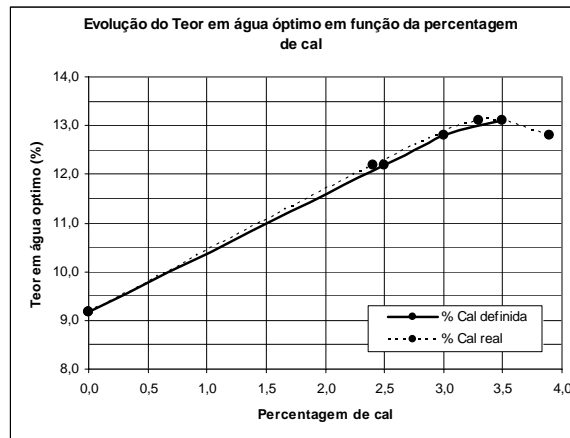


Gráfico 8.12 – Evolução do Teor em água óptimo em função da percentagem de cal

No que se refere á evolução do CBR em função da quantidade de cal adicionada, confirma-se de acordo com o gráfico 8.13 a tendência determinada nos ensaios realizados para o trecho experimental, onde se verifica um aumento de 22.5%, 27.5% e 32.5% no valor do CBR para 2.5%, 3.0% e 3.5% de cal, respectivamente. Estes valores comprovam as referências bibliográficas onde se verifica que num curto espaço de tempo existe um contributo muito significativo para da cal para o aumento da capacidade de carga de um solo com valores de CBR baixos.

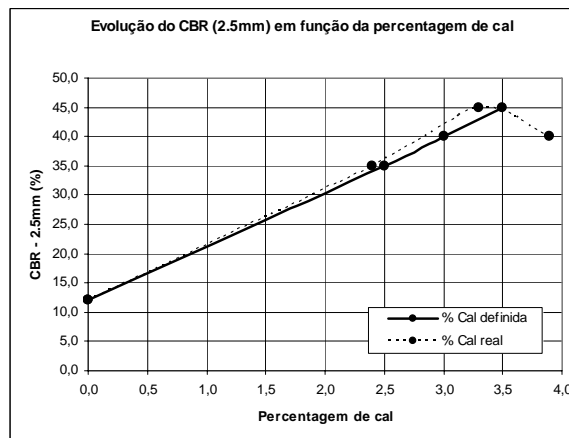


Gráfico 8.13 – Evolução do CBR (2.5mm) em função da percentagem de cal

Nas amostras ensaiadas, verificou-se um decréscimo na percentagem de material fino com a adição de cal, tal como indicado no gráfico 8.14, não sendo no entanto possível garantir que existe uma tendência de redução do material passado no peneiro de dimensão 0.075mm em função do aumento da dosagem de cal.

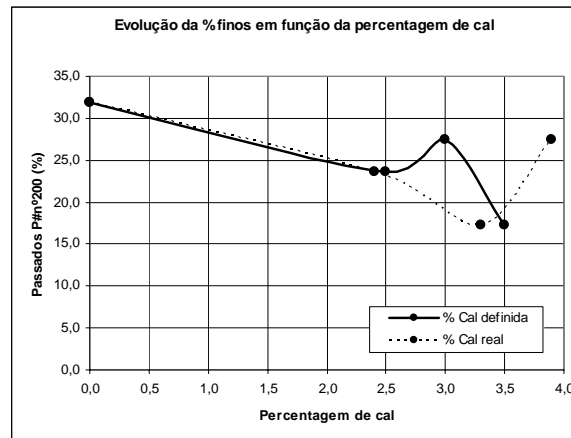


Gráfico 8.14 – Evolução da percentagem de finos em função da percentagem de cal

Após 24 horas da execução da camada de leito de pavimento, foram executados no trecho em estudo 2 ensaios de carga em placa por faixa segundo a norma DIN 18134. Os ensaios de carga em placa tiveram com objectivo aferir em produção os resultados obtidos aquando da execução do trecho experimental.

Quadro 8.21 – Resumo dos resultados dos ensaios de carga em placa – Leito de Pavimento

Zona	Ensaio	Percentagem de cal	EV1	EV2	K	EV1 Médio	EV2 Médio	K médio	Trecho experimental	
			(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)		EV1	EV2
			(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)
A	1	2.5	52.5	115.6	2.2	89.2	195.0	2.2	134.5	247.7
	2		125.8	274.4	2.2					
B	3	3.0	115.1	285.1	2.5	107.5	260.0	2.5	224.1	434.2
	4		99.8	234.9	2.4					
C	5	3.5	116.1	316.5	2.7	89.0	266.1	3.1	294.7	494.7
	6		61.9	215.6	3.5					

Os resultados indicados no quadro 8.21 comprovam a tendência dos resultados obtidos no trecho experimental, onde se verifica um incremento da rigidez, mais evidente através da análise dos valores de EV2 médios. Os valores encontrados, quando comparados com os valores determinados às 24 horas na execução dos ensaios de carga em placa no trecho experimental, são

consideravelmente inferiores, o que leva a crer os valores encontrados para o trecho em produção serão mais reais do que os determinados no trecho experimental. Esta variação poderá ser explicada pelo facto de em produção, os métodos estarem mais afinados. De qualquer forma, verifica-se alguma dispersão entre cada conjunto de dois ensaios executados em cada faixa, em particular nas zonas A e C, que poderá estar associada a variações do material no stock ou à não homogeneização da mistura em determinadas zonas do trecho ensaiado. Os valores de K (razão entre EV2 e EV1) também são elevados, podendo o facto resultar de uma diferença de cerca de 2% entre o teor em água óptimo definido pelo estudo de formulação e o valor determinado para cada uma das faixas analisadas (devido à fracção de água consumida pela cal o teor em água de mistura deve ser ligeiramente superior ao valor óptimo), tornando a compactação menos eficaz do que seria espectável. Tendo em conta a variação verificada entre módulos de deformabilidade determinados pelo ensaio de carga em placa (para zonas em que supostamente a percentagem de cal é idêntica), sugere-se a execução de colheitas de amostras de material no local onde foi executado o ensaio de carga (zona da placa), executando posteriormente ensaio de determinação de carbonatos segundo norma APHA 2340C, de forma determinar a real percentagem de cal existente, permitindo assim aferir a homogeneidade da mistura.

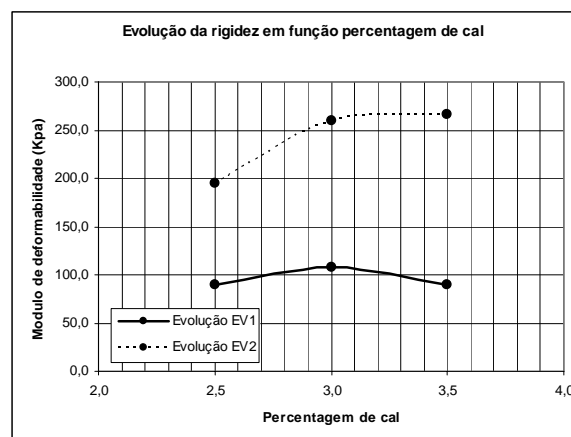


Gráfico 8.15 – Evolução da rigidez em função da percentagem de cal aplicada no Leito de Pavimento

## 8.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da análise dos resultados obtidos no estudo de formulação, nos ensaios executados no trecho experimental e no trecho de produção, apresenta-se as seguintes considerações finais deste capítulo:

- O valor de equivalente de areia aumenta em função do tempo de cura da mistura, resultando num material mais “limpo” por efeito da floculação das partículas;

- O valor de azul-de-metileno diminui através da adição de cal, sendo o facto justificado pela diminuição da fracção argilosa do solo;
- Alterações na granulometria através da adição de cal devido a fenómenos de floculação das partículas por acção da cal;
- Verifica-se uma diminuição do peso volúmico seco máximo e um aumento do teor em água óptimo nas misturas tratadas com cal, quando comparadas com a mistura não tratada;
- O valor de CBR aumenta com o incremento da percentagem de cal, originado um aumento da rigidez da mistura em função do tempo enquanto que a expansibilidade diminui com o aumento da percentagem de cal;
- A adição de cal num solo contribui para a diminuição da sensibilidade à água do mesmo;
- A estabilização do valor de pH em função do aumento da percentagem de cal num solo, implica que se atingiu a percentagem ideal de cal;
- É fundamental que a dosificação da percentagem de cal a aplicar na obra seja aplicada da forma mais uniforme possível, contribuindo para isso uma boa mistura da cal com o solo, sendo recomendável em caso de dúvidas na homogeneização, várias passagens da misturadora, com um correcto teor em água e uma compactação eficiente;



CAPÍTULO 9

---

**CONCLUSÕES**

## 9. CONCLUSÕES

O presente trabalho pretendeu realizar uma abordagem ao tratamento de solos com cimento e com cal, sob os aspectos da determinação da percentagem de ligante a utilizar através de estudos de formulação, bem como, descrever o processo construtivo em obra.

A primeira parte do trabalho teve início em 2003, onde foi efectuado um estudo de solo-cimento para aplicação numa camada de sub-base de uma estrutura de um pavimento rodoviário. Nesta mistura foi testada a utilização de uma prensa desenvolvida pelo LCPC e que teve por objectivo determinar o módulo de deformabilidade da mistura em laboratório, de forma a verificar se o mesmo cumpria os requisitos impostos ao nível de projecto para os critérios de ruína definidos.

A segunda parte do trabalho consistiu no estudo da percentagem de cal a aplicar no tratamento de materiais provenientes de escavação, e em que a sua utilização não era adequada para leito de pavimento. Teve também como objectivo verificar o contributo da adição da cal na melhoria dos parâmetros geotécnicos do material, sendo possível, em geral, verificar o descrito nas referências bibliográficas.

O objectivo fundamental do tratamento e melhoramento de solos com cal ou cimento e pode ser resumido a três pontos:

- Protecção do ambiente: a reutilização de solos provenientes da movimentação de terras em obra conduz a uma economia de materiais mais nobres, evitando a degradação do ambiente, à custa de se anular o recurso a manchas de empréstimo e à colocação de materiais a depósito.
- Economia de energia: os meios e as distâncias de transporte são consideravelmente reduzidos, donde resulta também uma redução dos custos e dos inconvenientes logísticos associados.
- Vantagens técnicas: em geral, as vantagens do tratamento são muito vantajosas, permitindo uma redução nas espessuras das camadas em mistura betuminosas, conduzindo também a uma redução de custos.

A utilização destes tipos de técnicas em determinado tipo de materiais é por vezes limitada pelos critérios existentes nos cadernos de encargos, particularmente em solos de baixa plasticidade. Concluiu-se com este trabalho, que mesmo o tratamento de solos de baixa plasticidade com cal resulta numa melhoria substancial das características geotécnicas e de um aumento significativo da rigidez do material.

Um dos factores críticos ao nível da fase de produção está relacionado com o controlo da dosagem de ligante e com o teor em água a adicionar à mistura, sendo recomendável a utilização de equipamentos modernos, bem regulados e eficientes de forma a garantir uma correcta distribuição do ligante em toda a camada de material a estabilizar, bem como da quantidade de água a adicionar.

Outro factor importante consiste em garantir a homogeneização do material a aplicar em obra. Variações no tipo de material a estabilizar podem originar diferentes comportamentos ao longo da camada, conduzindo a zonas onde a capacidade de carga é inferior ao espectável, podendo provocar fenómenos de rotura nas diversas camadas do pavimento.

O tempo correcto de cura das misturas de solo-cimento deve ser assegurado de modo a permitir a correcta hidratação do cimento, evitando o surgimento de fenómenos de fissuração que se podem reflectir nas camadas superiores do pavimento. No caso do solo-cal, dado o carácter mais lento das reacções de cimentação, a caracterização da evolução da resistência deve privilegiar tempos de cura mais longos.

O sucesso ou insucesso da execução de camadas de solo-cal e solo-cimento depende em grande parte, do dimensionamento estrutural, do cumprimento das especificações dos materiais, do adequado estudo de formulação laboratorial das misturas e do controlo de execução em obra que deverá ser realizado com grande rigor, de forma a obter uma camada final com as características físicas e mecânicas desejadas.

### **Trabalhos Futuros**

Por se tratar de um trabalho composto por duas fases de estudo espaçadas no tempo, não foi possível para o caso do tratamento de solo com cimento estudar mais em pormenor a influência do ligante na evolução dos parâmetros geotécnicos do material, sendo objectivo realizar este estudo em trabalhos futuros.

Tendo em consideração que um dos grandes objectivos do tratamento de solos com ligantes hidráulicos está relacionado com a redução de custos em várias vertentes, será também alvo de trabalhos futuros o estudo da combinação dos dois ligantes (cal e cimento) em diferentes percentagens, tendo em conta que a cal têm um custo mais reduzido que o cimento.



CAPÍTULO 10

---

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Associação Técnica da Indústria do Cimento (ATIC), 1973. Bases Estabilizadas com Cimento.

Baker, C.N., 1995. Strength of soil-cement as a Function of Degree of Mixing. Bulletin 98, Highway Research Board, Washington.

Bell, F.G., 1993. Engineering Treatment of Soils.

Bowles, J. E., 1988. Foundation Analysis and Design.

Carta Geológica do Concelho de Lisboa, 1986. Serviços Geológicos de Portugal.

Castro E.; Serafim Luís, A., 1974. O solo-cal na pavimentação de estradas e aeródromos.

Centro Rodoviário Português, 1999. Técnicas Laboratoriais aplicadas a pavimentos solo-cimento.

Charreton, C., 1981. Le ciment et la chaux dans les routes.

Choquet, F., 1972. Les chaux. Classification. Propriétés chimiques et physico-chimiques. Centre de recherches routières.

Cristelo, N., 2001. Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal. (Tese de Mestrado).

Cruz, N.; Neves, E.; Santos, J., 2008. Tratamento de solos com cal para utilização em camadas de leito de pavimento e sub-base numa obra aeroportuária. TRATCICA. FEUP – Faculdade de Engenharia do Porto.

Fortunato, E., 2008. Tratamento de solos: Uma alternativa de elevado potencial. TRATCICA. FEUP – Faculdade de Engenharia do Porto.

Gomes Correia, A.; Neves, J. M. C. Fonseca, 1997. Caracterização mecânica “in situ” de camadas de fundação de pavimentos rodoviários.

Gomes Correia, A., 1990. Ensaios laboratoriais de misturas de solos com ligantes. Seminário sobre a aplicação de cimento em pavimentos. JAE – Junta Autónoma de Estradas e LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Gomes Correia, A. Neves, J. M. C., 1996. Misturas de solos com ligantes hidráulicos e pozolânicos: Propriedades físicas-químicas e mecânicas.

Gomes Correia, A. Nunes, N.M., 1989. Comportamento mecânico de misturas de areia e detritos de calcário estabilizadas com cimento. 3º Encontro de Geotecnia. SPG – Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Gomes Correia, Canha da Piedade, A., 1999. Jornadas sobre as construções com terra aditivada – O tratamento de solos em vias de comunicação. IST – Instituto Superior Técnico.

JAЕ – Junta Autónoma das Estradas, 1995. Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional.

JAЕ – Junta Autónoma das Estradas, 1998. Caderno de Encargos.

Kézdy, Á., 1979. Stabilized Earth Roads. Developments in Geotechnical Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company.

LCPC, 1977. Catalogue des structures type de chaussées neuves.

LCPC, 2005. Tratamiento de suelos con cal y/o conglomerantes hidráulicos – Aplicación a la construcción de terraplenes y capas de forma – Guide Technique.

LCPC/SETRA, 1972. Recommendation pour le traitement en place des sols fins à la chaux.

LCPC/SETRA, 1992. Réalisation des remblais et des couches de forme.

LCPC/SETRA, 2000. Guide technique pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (GTS).

Leyder, J. P., 1957. Stabilization du sol au ciment. Centre de Recherches Routières.

Little, D., 2008. Soil-Lime Interaction. USA Experience. SAeminário sobre tratamento de solos com cal. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Luís, A. Serafim, 1990. Tratamento de solos. Casos de obra jornadas no LNEC.

Miranda, Carlos M. Valverde, 1991. Ligantes hidráulicos em obras de pavimentação. Seminário sobre aplicação de cimento em pavimentos. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Moreira, S.; Paul, I., 2000. Avaliação do módulo de deformabilidade de uma mistura de solo-cimento em laboratório com recurso à prensa PC-DIAM. C.R.P. – Congresso Rodoviário Português.

Moreira, S.; Santos, J., 2003. Estabilização de um solo com ligante hidráulico. Estudo laboratorial. A7 - sublanço Calvos/Fafe (lote 5.2). Relatório Técnico.

National Lime Associaton, 2004. Lime-Treated Soil Construction Manual, Lime Stabilization & Lime Modification.

Neves, J. M., 1992. O cimento e a reciclagem de pavimentos rodoviários. Revista da Associação Técnica da Industria do Cimento – ATIC.

Neves, J.M.C., 1993. Estabilização de solos com cal. Estudo e aplicações rodoviárias. (Tese de Mestrado).

Neves, J.M.C., 2007. Curso de Especialização Materiais Tratados e Reciclados em Infra-estruturas de Transportes. FUNDEC/LNEC.

Neves, J.M.C., 2008. Características mecânicas e físicas de solos tratados para o dimensionamento de pavimentos. TRATICICA. FEUP – Faculdade de Engenharia do Porto.

Nunes, A., 1999. As propriedades e o comportamento dos ligantes no solo-cimento. C.R.P. – Congresso Rodoviário Português.

Nunes, A., 2008. Ligantes para consolidação de solos. Aplicações e vantagens ambientais. TRATICICA. FEUP – Faculdade de Engenharia do Porto.

Kézdy, Á., 1979. Stabilized earth roads.

Perret, P., 1979. Application Pratique des Nouvelles Données Expérimentales Relatives à la Stabilisations des Sols Fins par la Chaux.

Piarc, 1990. Field Treatment of Soils with Lime or Hydraulic or Pozzolanic Binders. Technical Committee Nº12, Report R.1.

Portland Cement Association, 1979. Soil-Cement Construction Handbook.

Prates, Manuel, 1991. Ligantes hidráulicos em obras de pavimentação. Seminário sobre aplicação de cimento em pavimentos no LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Puiatti, D.; Puig, J. ;Schaeffner, M., 1983. Traitement des sols à la Chaux Aérienne et aux Ciments. Méthodologie des Études de Laboratoire.

Shell UK Oil Products Limited, 2003. The Shell Bitumen Handbook.

Van Impe, W.F., 1989. Soil improvement techniques and their evolution.

Winterkorn, H.F.; Pamukcu, S., 1991. Soil Stabilization and Grouting. Foundation Engineering Hand Book.

## Normas e Especificações

AASHTO - American Association of State Highway & Transportation Officials, 2001. **T256**. Standard Method of Test for Pavement Deflection Measurements.

AASHTO - American Association of State Highway & Transportation Officials, 1997. **T135**. Standard Method of Test for Wetting-and-Drying Test of Compacted Soil-Cement Mixtures.

AASHTO - American Association of State Highway & Transportation Officials, 1997. **T136**. Standard Method of Test for Freezing-and-Thawing Tests of Compacted Soil-Cement Mixtures.

APHA – American Public Health Association, 2005. **2340C**. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.

AFNOR – Association Francaise de Normalisation, 2001. **NF P 98-101**. Assises de chaussées - Chaux aérienne calcaie pour sols et routes – Spécifications.

AFNOR – Association Francaise de Normalisation, 2001. **NF P98-232-3**. Essais relatifs aux chaussées - Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques - Partie 3 : essai de compression diamétrale sur les matériaux traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2003. **C5**. Standard Specification for Quicklime for Structural.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2003. **D560**. Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2006. **D2487**. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

CEDEX – Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 1990. **NLT 305**. Resistência a compressión simple de materiales tratados com conglomerantes hidáulicos.

CEN - European Committee for Standardization, 2000. **ENV 13282**. Hydraulic road binders. Composition, specifications and conformity criteria.

CEN - European Committee for Standardization, 2003. **EN 13286-41**. Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures

CEN - European Committee for Standardization, 2004. **EN 13286-47**. Unbound and hydraulically bound mixtures. Test méthode for the determination of California bearing ratio, immediate bearing index and linear swelling.

DIN - Deutsches Institut Fur Normung, 2001. **18134**. Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 1965. **NP 84**. Solos: Determinação do teor em água.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 1969. **NP 143**. Solos: Determinação de limites de consistência.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 2001. **NP EN 197-1**. Cimento parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 2002. **NP EN 459-1**. Cal de construção Parte 1: Definições, especificações e critérios de conformidade.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 2002. **NP EN 459-2**. Cal de construção Parte 2: Métodos de ensaio.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 2002. **NP EN 459-3**. Cal de construção Parte 3: Avaliação da conformidade.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 2006. **NP EN 196-1**. Métodos de ensaio de cimentos parte 1: determinação das resistências mecânicas.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966. **E 197**. Ensaio de compactação.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1967. **E 199**. Ensaio de equivalente de areia.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970. **E 240**. Solos. Classificação para fins rodoviários.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1972. **E 263**. Solo-Cimento. Ensaio de molhagem - secagem.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1984. **E 354**. Emulsões betuminosas catiónicas para pavimentação.

## Links na internet

[www.chauxflash.be](http://www.chauxflash.be)