



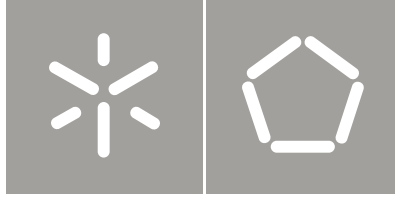
Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Sandra Marina Reis Ferreira  
Comportamento Mecânico e Ambiental de Materiais  
Granulares. Aplicação às Escórias de Aciaria Nacionais

Sandra Marina Reis Ferreira

Comportamento Mecânico e Ambiental de  
Materiais Granulares.  
Aplicação às Escórias de Aciaria Nacionais





Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Sandra Marina Reis Ferreira

Comportamento Mecânico e Ambiental de  
Materiais Granulares.  
Aplicação às Escórias de Aciaria Nacionais

Tese de Doutoramento  
Doutoramento em Engenharia Civil

Trabalho efectuado sob a orientação do  
Professor Doutor António Gomes Correia

Julho de 2010

*Ao Jorge Miguel, o Sol da minha vida*

*Ao Artur (in memoriam), o meu Anjo da Guarda*



*A valorização dos resíduos é um desafio  
inadiável para as sociedades  
contemporâneas*



## AGRADECIMENTOS

O trabalho de investigação apresentado nesta tese de doutoramento deu-me a oportunidade de passar quatro anos no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Estes quatro anos foram para mim tempos de formação académica e científica mas, também de enriquecimento pessoal e isso deveu-se a todos aqueles com quem fui trabalhando e convivendo. Assim, como esta tese é o fruto do trabalho de muitos, quero expressar os meus agradecimentos às entidades e pessoas que me apoiaram na sua realização, nomeadamente:

- à Siderurgia Nacional, Empresa de Produtos Longos, SA e à Fundação para a Ciência e a Tecnologia, pelo financiamento do doutoramento através da concessão de uma bolsa de doutoramento em empresa;
- ao Professor Doutor António Gomes Correia, orientador científico deste trabalho, pelos ensinamentos e rigor científico transmitidos, pela leitura crítica do manuscrito e, sobretudo, pela confiança depositada;
- ao Eng.º António Cavalheiro, orientador empresarial deste trabalho, pelo empenho na concessão e manutenção da bolsa, o que me permitiu dedicar em exclusivo a esta tese;
- ao Investigador Eng.º António José Roque, pela leitura crítica do manuscrito no se que refere à componente ambiental, o que muito contribuiu para a melhoria deste trabalho;
- ao Professor Doutor Jaime Francisco C. Fonseca e ao Técnico Carlos Manuel A. Torres, pelo apoio na componente electrónica deste trabalho;
- ao Professor Doutor Jean-Marie Fleureau, pela disponibilidade manifestada para o apoio à interpretação e análise dos resultados e elaboração da tese;
- à Professora Doutora Kátia Bicalho, pela disponibilidade manifestada para a leitura crítica do manuscrito e pelo carinho que sempre me demonstrou;
- ao Professor Doutor Michele Jamiolkowski, pelo envio de alguma bibliografia, o que contribuiu para o esclarecimento de algumas dúvidas que surgiram durante o trabalho;
- aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, nomeadamente, Eng.º Carlos Palha, Hélder Torres, Ricardo Magalhães, Carlos Jesus, Marco Jorge, Paulo Caetano, Fernando Pokee e José Matos, por todo o apoio dado em laboratório e, ao técnico José Gonçalves, pela colaboração em todos os ensaios de laboratório e de campo, pela disponibilidade e, principalmente, pela dedicação posta em todas as actividades;



- aos técnicos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Rui Coelho, Joaquim Timóteo, António Gomes e à amiga Ana Cristina Louro, pela colaboração nos ensaios de campo e pelo empenho e sentido crítico colocado no trabalho;
- à Carla secretária do Departamento de Engenharia Civil e à Susana, Elsa e Irene, funcionárias do Centro para a Valorização dos Resíduos, pelas palavras amigas;
- aos meus colegas e amigos, nomeadamente, Marta, Tiago, Ivo, Vítor, Eduardo e Sandra, pelo tempo bem passado, além disto, ao Régis, pelas importantes trocas de impressões, ao João Paulo pelo apoio na realização e interpretação dos ensaios de campo e ao Nuno, pela grande ajuda na instrumentação da câmara triaxial;
- ao primo e grande amigo, Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes, pelo estímulo;
- ao meu Pai, à minha Mãe, ao meu Irmão, à Xila e ao Gouveia, os amigos e companheiros de todas as horas, pelo apoio incondicional;
- ao Jorge Miguel, pela alegria que trouxe à minha vida e, sobretudo, por me ensinar como enfrentar e reagir às contrariedades que vão surgindo no dia-a-dia.

A todos um Muito Obrigada, do fundo do coração!

# COMPORTAMENTO MECÂNICO E AMBIENTAL DE MATERIAIS GRANULARES. APLICAÇÃO ÀS ESCÓRIAS DE ACIARIA NACIONAIS

**RESUMO:** Nesta tese estudou-se o comportamento mecânico e ambiental de materiais granulares e muito particularmente os agregados processados das escórias de aciaria produzidas na Siderurgia Nacional, com o principal objectivo de promover a sua valorização (reciclagem) como material de construção nas infraestruturas de transporte e obras geotécnicas.

Neste sentido, estabeleceu-se um programa experimental para a caracterização ambiental e mecânica, quer em laboratório, quer no campo, dos agregados processados das escórias de aciaria nacionais, bem como de dois materiais naturais (*Saibro Granítico* e *Agregado Granítico*), com o propósito de se compararem as suas propriedades.

Em laboratório, o principal ensaio mecanicista utilizado para determinar as propriedades de deformabilidade dos materiais granulares tem sido o triaxial cíclico, desenvolvido durante este programa de investigação. Uma câmara triaxial com 150mm de diâmetro e 300mm de altura foi instrumentada internamente para medição directa da força aplicada e dos deslocamentos no provete de ensaio.

Paralelamente ao estudo sobre a valorização dos agregados processados das escórias de aciaria nacionais efectuou-se um outro, relativo à influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade dos materiais granulares. Esse estudo envolveu a realização de ensaios triaxiais cíclicos, em provetes com diferentes granulometrias, combinando diferentes dimensões médias das partículas ( $D_{50}$ ) e diferentes índices de vazios. Os resultados do estudo mostraram, claramente, que as equações relativas ao índice de vazios obtidas sobre areias, e normalmente utilizadas em materiais granulares com fracções mais grossas, não descrevem o comportamento destes materiais, sobretudo quando bem compactados. Com base nos resultados obtidos propôs-se para a normalização do módulo de deformabilidade em relação ao índice de vazios uma nova expressão matemática que incorpora um factor que depende da granulometria dos materiais. Os resultados mostraram ainda que o módulo de deformabilidade dos materiais granulares depende da dimensão máxima das partículas e do  $D_{50}$ .

No campo, a avaliação dos desempenhos mecânico e ambiental dos materiais efectuou-se recorrendo à construção de um trecho experimental, integrado numa estrada nacional em serviço, constituído por três secções distintas. Numa foram utilizados apenas os dois materiais naturais (no aterro e nas camadas de leito do pavimento e base), noutra foi

utilizado exclusivamente agregado processado (no aterro e nas camadas de leito do pavimento e base) e na restante aplicou-se o *Saibro Granítico*, no aterro e na camada de leito do pavimento, e o agregado processado, na camada de base. A avaliação do desempenho mecânico e ambiental dos materiais efectuou-se durante e após a fase de construção. A avaliação do desempenho mecânico durante a fase de construção realizou-se através do controlo dos parâmetros de estado e da deformabilidade dos materiais, com recurso a diferentes ensaios. A avaliação do desempenho mecânico, após a fase de construção, efectuou-se ao longo de dois anos, quer ao nível interno das camadas do pavimento com recurso a extensómetros e do aterro através de varões extensométricos instalados durante a fase de construção, quer ao nível do comportamento global do aterro através de campanhas de nivelamento topográfico de precisão e no pavimento com recurso a ensaios com deflectómetro de impacto pesado. A avaliação do desempenho ambiental efectuou-se, ao longo de um ano, com recurso a instrumentação original em Portugal nesta aplicação: instalação de dois lisímetros.

Os resultados experimentais obtidos neste estudo mostraram que os agregados processados das escórias de aciaria nacionais são inertes e apresentam um desempenho mecânico superior ao dos materiais naturais, contribuindo decisivamente para a sua valorização em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas. Presentemente, são comercializados pela Siderurgia Nacional como um novo material de construção, com Marcação CE e marca registada com a designação de Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção (*ASIC*).

**Palavras-chave:** Valorização; agregados naturais; agregados reciclados; pavimentos; aterros estruturais; propriedades ambientais; propriedades mecânicas; ensaio triaxial cíclico de grandes dimensões; trecho experimental; monitorização mecânica; monitorização ambiental; lisímetro; módulo de deformabilidade

# ENVIRONMENTAL AND MECHANICAL BEHAVIOUR OF GRANULAR MATERIALS. APPLICATION TO NATIONAL STEEL SLAGS

**ABSTRACT:** This thesis studied the mechanical and environmental behaviour of granular materials and more specifically processed steel slag aggregates produced in National Iron and Steel Company, with the primary objective of promoting their use (recycling) as a building material in transport infrastructures and geotechnical work.

In this context an experimental programme was established in order to environmentally and mechanically characterise, both in laboratory and in the field, the national processed steel slag aggregates, in addition to two natural materials (*Granitic gravel and Granite Aggregate*), with the purpose of comparing their properties.

In the laboratory, the main mechanical test used to determine the deformation properties of granular materials has been the precision cyclic triaxial, developed during this research programme. A triaxial chamber 150mm in diameter and 300mm in height was internally instrumented for the direct measurement of displacement and applied force.

Parallel to the study for promoting processed aggregates of national steel slags another laboratory study was carried out on the influence of void ratio and grading on the deformation characteristics of granular materials. This study involved carrying out precision cyclic triaxial tests on specimens with different gradations, combined with different particle size average and different void ratios. The results of the study clearly showed that the equations for the void ratio obtained for sand, and normally used in granular material with coarser fractions, do not describe the behaviour of these materials especially when they are well compacted. Based on the results obtained, a new mathematical expression that incorporates a factor that depends on the gradation of the material is proposed for the normalisation of the modulus of deformability in relation to the void ratio. The results also showed that this modulus in the granular material depends on the maximum size of the particles and on the particle size average.

In the field, the assessment of the mechanical and environmental performance of the materials was carried out at the construction of a full scale test integrated in a national road in use which consisted of three distinct sections. In one section, only the two natural materials were used (in the embankment, capping and base layers of pavement), in another section only processed aggregate was used (in the embankment, capping and base layers of pavement) and in the remaining section *Granitic Gravel* was used, in the embankment and the capping layers of pavement, and processed aggregate was used in the base layer. The assessment of the mechanical and environmental performance of the materials was done during and after the construction phase. The mechanical performance during the construction phase was evaluated by controlling the state parameters and the deformability of the materials by using different

tests. After the construction phase this was done throughout two years by assessing the pavement layers by using strain gauges. Furthermore embankment performance was evaluated by using strain gauge rods installed during the construction phase as well by precision topographic levelling campaigns. The assessment of pavement performance was done by using tests with a heavy falling weight deflectometer. The assessment of the environmental performance was carried out throughout one year by means of two lysimeters, instrumentation that is original in Portugal in this application.

The experimental results obtained in this study show that the aggregate of national processed steel slags are inert and have a better mechanical performance than that of natural materials, decisively contributing to the promotion of these recycled materials in transport infrastructures and geotechnical works. Presently, this new construction material, with EC marking, registered as a trademark under the name of *Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção (ASIC)* [Inert Steel Aggregate for Construction - ISAC], has led to an increased demand in the national market with obvious benefits for the National Iron and Steel Company.

**Key-words:** Valorisation; natural aggregate; recycled aggregate; pavement; structural embankment; environmental properties; mechanical properties; precision cyclic triaxial test; full scale test; mechanical monitoring; environmental monitoring; lysimeter; modulus of deformability

# ÍNDICE DE MATÉRIAS

## 1. INTRODUÇÃO

1.1. Justificação do tema e enquadramento da tese .....	1
1.2. Objectivos da tese.....	3
1.3. Metodologia de estudo para atingir os objectivos.....	5
1.3.1. Programa experimental de laboratório aplicado à valorização dos agregados.....	5
1.3.2. Programa experimental de laboratório para o estudo da influência do índice de vazios e da composição granulométrica no módulo de deformabilidade dos materiais granulares (domínio das pequenas deformações).....	8
1.3.3. Programa experimental de campo .....	8
1.4. Estrutura da tese.....	10

## 2. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE AS ESCÓRIAS DE ACIARIA

2.1. Introdução.....	13
2.2. Principais tipos de escórias de aciaria e processamento efectuado com vista à sua Valorização como agregado siderúrgico.....	14
2.3. Evolução da produção de escórias de aciaria em Portugal.....	15
2.4. Processos envolvidos na produção de escórias de aciaria em Portugal.....	16
2.5. Processamento realizado nas escórias de aciaria nacionais.....	17
2.6. Principais valorizações das escórias de aciaria.....	20
2.7. Propriedades das escórias de aciaria processadas .....	21
2.8. Avaliação do comportamento ambiental .....	23
2.9. Alguns estudos realizados sobre as escórias de aciaria quando utilizadas em infraestruturas rodoviárias .....	24
2.10. Principais problemas das escórias de aciaria processadas quando utilizadas nas infraestruturas de transporte .....	25
2.11. Documentos e especificações técnicas para utilização das escórias de aciaria processadas em infraestruturas rodoviárias .....	26

2.11.1. Situação internacional .....	26
2.11.2. Situação em Portugal .....	32
2.12. Conclusões .....	34
<b>3. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE OS FACTORES QUE INFLUENCIAM AS DEFORMAÇÕES REVERSÍVEIS E PERMANENTES DOS MATERIAIS GRANULARES QUANDO SUJEITOS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS</b>	
3.1. Introdução .....	35
3.2. Principais factores que influenciam as deformações reversíveis .....	36
3.2.1. Características do carregamento .....	36
3.2.2. História das tensões .....	37
3.2.3. Nível de tensão .....	37
3.2.4. Nível de deformação .....	40
3.2.5. Compacidade .....	41
3.2.5.1. <i>Proposta de Hardin e Richart (1963)</i> .....	42
3.2.5.2. <i>Proposta de Lo Presti et al. (1995)</i> .....	44
3.2.5.3. <i>Estudos de Kokusho e Yoshida (1997)</i> .....	46
3.2.6. Teor em água .....	47
3.2.7. Influência da granulometria .....	48
3.2.7.1. <i>Percentagem em finos</i> .....	49
3.2.7.2. <i>Dimensão máxima das partículas</i> .....	50
3.2.8. Mineralogia .....	50
3.2.9. Morfologia das partículas .....	51
3.3. Principais factores que influenciam as deformações permanentes .....	51
3.3.1. Repetição e frequência do carregamento .....	52
3.3.2. Nível de tensão .....	53
3.3.3. Rotação das tensões principais .....	57
3.3.4. História das tensões .....	58
3.3.5. Compacidade .....	59
3.3.6. Teor em água .....	61

3.3.7. Influência da granulometria .....	62
3.3.7.1. <i>Porcentagem em finos</i> .....	63
3.3.7.2. <i>Dimensão máxima das partículas</i> .....	64
3.3.8. Mineralogia .....	64
3.3.9. Morfologia das partículas .....	65
3.4. Conclusões .....	65

#### **4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS. CARACTERIZAÇÃO CORRENTE DOS MATERIAIS EM ESTUDO**

4.1. Introdução .....	67
4.2. Metodologia adoptada para a caracterização dos materiais .....	68
4.2.1. Escória da Maia .....	68
4.2.2. Escória do Trecho .....	69
4.2.3. Escória do Seixal .....	69
4.2.4. Agregado Granítico .....	70
4.2.5. Saibro Granítico .....	70
4.3. Ensaios mecanicistas realizados para estudar o comportamento mecânico .....	70
4.3.1. Ensaio triaxial convencional .....	71
4.3.1.1. <i>Equipamento</i> .....	71
4.3.1.2. <i>Preparação dos provetes</i> .....	72
4.3.1.3. <i>Procedimento de ensaio para provetes de pequena e grande dimensão</i> .....	73
4.3.1.4. <i>Procedimento de ensaio para provetes de muito grande dimensão</i> .....	74
4.3.2. Ensaio triaxial cíclico de curta duração .....	74
4.3.2.1. <i>Equipamento</i> .....	75
4.3.2.2. <i>Preparação dos provetes</i> .....	76
4.3.2.3. <i>Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento elástico e linear</i> .....	77
4.3.2.4. <i>Procedimento de ensaio para o estudo da influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade.....</i>	77



4.3.3. Ensaio triaxial cíclico de longa duração .....	78
4.3.3.1. Equipamento .....	80
4.3.3.2. Preparação dos provetes .....	83
4.3.3.3. Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento reversível .....	83
4.3.3.4. Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento às deformações permanentes através de um único nível de tensão .....	85
4.3.3.5. Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento às deformações permanentes através de multi-estágios de tensão .....	85
4.3.4. Ensaio de compressão unidimensional .....	86
4.3.4.1. Equipamento .....	86
4.3.4.2. Preparação do provete .....	87
4.3.4.3. Procedimento de ensaio .....	87
4.4. Caracterização corrente dos materiais .....	87
4.4.1. Escória da Maia .....	88
4.4.2. Escória do Trecho .....	92
4.4.3. Escória do Seixal .....	93
4.4.4. Agregado Granítico .....	97
4.4.5. Saibro Granítico .....	98
4.5. Conclusões .....	100
<b>5. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS E DA GRANULOMETRIA NAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE NO DOMÍNIO DAS PEQUENAS DEFORMAÇÕES</b>	
5.1. Introdução .....	103
5.2. Curvas granulométricas estudadas .....	104
5.3. Estudo da influência do índice de vazios .....	105
5.3.1. Características dos provetes ensaiados .....	105
5.3.2. Resultados obtidos .....	106
5.3.3. Modelos utilizados .....	107
5.3.4. Método utilizado para determinação dos parâmetros dos modelos .....	107

5.3.5. Discussão dos resultados .....	108
5.4. Confronto entre a proposta de Hardin e Richart (1963) e a nova proposta .....	111
5.5. Estudo da influência da granulometria .....	112
5.5.1. Características dos provetes ensaiados .....	112
5.5.2. Resultados obtidos .....	112
5.5.3. Validação da nova proposta para a função do índice de vazios .....	113
5.5.4. Discussão dos resultados .....	114
5.6. Conclusões .....	117
<b>6. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS EM ESTUDO</b>	
6.1. Introdução .....	119
6.2. Ensaio de compressão unidimensional .....	119
6.3. Ensaio triaxiais convencionais (TC) .....	121
6.3.1 Escória da Maia .....	121
6.3.1.1. Resultados dos ensaios nos provetes de grande dimensão .....	121
6.3.1.2. Multi-estágios e estágio simples .....	128
6.3.1.3. Resultados dos ensaios nos provetes de muito grande dimensão .....	131
6.3.1.4. Comparação dos resultados obtidos nos provetes de muito grande e grande dimensão .....	132
6.3.2. Escória do Trecho .....	135
6.3.3. Comparação dos resultados obtidos na Escória da Maia e Escória do Trecho .....	139
6.3.4. Agregado Granítico .....	141
6.3.5. Saibro Granítico .....	145
6.4. Ensaio triaxial cíclico de curta duração (TCCD) .....	147
6.4.1. Escória da Maia .....	147
6.4.2. Escória do Trecho .....	149
6.4.3. Escória do Seixal .....	150
6.4.4. Agregado Granítico .....	152

6.4.5. Saibro Granítico .....	153
6.5. Ensaio triaxial cíclico de longa duração .....	154
6.5.1. Acondicionamento e comportamento às deformações reversíveis .....	154
6.5.2. Comportamento às deformações permanentes .....	160
6.5.2.1. Procedimento multi-estágios .....	160
6.5.2.2. Procedimento com um único estágio de tensão .....	165
6.5.2.3. Comparação dos resultados obtidos nos procedimentos multi-estágios e um único estágio de tensão .....	166
6.6. Influência do nível de deformação nos módulos de deformabilidade das Escórias da Maia .....	167
6.7. Conclusões .....	169

## **7. TRABALHO EXPERIMENTAL DE CAMPO**

7.1. Introdução .....	175
7.2. Características gerais do trecho experimental .....	176
7.2.1. Localização .....	176
7.2.2. Planeamento construtivo .....	176
7.2.3. Instrumentação .....	177
7.2.3.1. Instrumentação utilizada no corpo do aterro .....	178
7.2.3.2. Instrumentação utilizada nas camadas do leito e da base do pavimento .....	181
7.2.3.3. Instrumentação utilizada nas camadas betuminosas .....	182
7.3. Caracterização dos materiais .....	182
7.4. Metodologia adoptada para o controlo da qualidade de construção .....	185
7.4.1. Ensaios para controlo de compactação através dos parâmetros de estado dos materiais .....	186
7.4.2. Ensaios para controlo de compactação através da deformabilidade .....	187
7.5. Resultados obtidos no controlo de compactação .....	191
7.5.1. Resultados obtidos para os parâmetros de estado dos materiais .....	191
7.5.2. Resultados obtidos para deformabilidade .....	194

7.5.2.1. Resultados obtidos nas camadas de aterro e leito do pavimento .....	194
7.5.2.2. Resultados obtidos nas camadas de base, regularização e desgaste ..	198
7.6. Correlação entre os módulos de deformabilidade obtidos no campo e em laboratório .	200
7.7. Correlação entre os módulos de deformabilidade obtidos no campo através dos diferentes ensaios .....	203
7.8. Resultados obtidos nas campanhas de monitorização .....	206
7.8.1. Monitorização mecânica .....	206
7.8.1.1. Medição dos deslocamentos internos .....	206
7.8.1.2. Comparação dos deslocamentos internos com os deslocamentos superficiais .....	209
7.8.1.3. Observação do comportamento mecânico através de ensaios FWD ....	210
7.8.1.4. Observação das deformações verticais ao nível do topo do aterro e do topo da camada de leito do pavimento e das deformações transversais e longitudinais ao nível da base da camada de regularização sob carregamento do FWD .....	214
7.8.2. Monitorização ambiental .....	221
7.9. Conclusões .....	225
 <b>8. VALORIZAÇÃO DOS AGREGADOS SIDERÚRGICOS INERTES PARA A CONSTRUÇÃO</b> 	
8.1. Introdução .....	231
8.2. Metodologia de estudo utilizada no estudo da viabilidade de utilização do ASIC em infraestruturas de transporte .....	232
8.3. Caracterização ambiental: estudo da viabilidade ambiental .....	233
8.4. Caracterização mecânica: estudo da viabilidade dos ASIC através de ensaios empíricos .....	235
8.4.1. Propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes e classificação ....	235
8.4.2. Comparação das propriedades índice com os valores estabelecidos para os materiais naturais nos cadernos de encargos das estradas de Portugal para as camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro .....	237
8.5. Caracterização mecânica: estudo da viabilidade dos ASIC através de ensaios mecanicistas .....	242

8.5.1. Propriedades relativas à compressão uniaxial, resistência ao corte e deformabilidade .....	242
8.5.2. Classificação do ASIC através do comportamento às deformações reversíveis .....	243
8.5.3. Classificação dos ASIC de acordo com as deformações permanentes .....	245
8.6. Comparação das propriedades do ASIC com outros materiais .....	246
8.6.1. Propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes .....	246
8.6.2. Propriedades de deformabilidade .....	248
8.6.2.1. Comportamento reversível determinado através de ensaios triaxiais cíclicos de curta duração .....	248
8.6.2.2. Comportamento reversível determinado através de ensaios triaxiais cíclicos de longa duração .....	249
8.6.3. Comportamento às deformações permanentes .....	250
8.7. Comparação da viabilidade do ASIC determinada através dos ensaios empíricos e mecanicistas .....	250
8.8. Conclusões .....	252
<b>9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b>	
9.1. Conclusões .....	255
9.1.1. Conclusões do programa experimental em laboratório relativas à valorização do ASIC .....	255
9.1.2. Conclusões do programa experimental de laboratório para o estudo da influência do índice de vazios e da composição granulométrica no módulo de deformabilidade dos materiais granulares (domínio das pequenas deformações) .....	260
9.1.3. Conclusões do programa experimental de campo .....	260
9.1.4. Conclusões relativas à valorização do ASIC .....	263
9.2. Desenvolvimentos futuros .....	264
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	267

# ÍNDICE DE FÍGURAS

## 1. INTRODUÇÃO

Sem Figuras

## 2. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE AS ESCÓRIAS DE ACIARIA

Figura 2.1: Processamento da escória de aciaria nacional: a) em fosso; b) na zona impermeabilizada; c) na zona de armazenamento/tratamento. (Roque et al., 2006) ....	18
Figura 2.2: Processamento da escória de aciaria nacional: a) fragmentação; b) parte metálica restante após a separação das partes metálica e não metálica (Roque et al., 2006) .....	19
Figura 2.3: Processamento da escória negra nacional: a) Peneiração em fracções granulométricas; b) Armazenamento e maturação por hidratação ao ar livre (Roque et al., 2006) .....	20
Figura 2.4: Pavimento com utilização de escória de aciaria mal maturada (Silva, 2002); a) deformação excessiva; b) fendilhamento .....	26

## 3. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE OS FACTORES QUE INFLUENCIAM AS DEFORMAÇÕES REVERSÍVEIS E PERMANENTES DOS MATERIAIS GRANULARES QUANDO SUJEITOS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Figura 3.1: Exemplos de resultados triaxiais com tensão de confinamento constante e variável (adaptada de Allen e Thompson, 1974) .....	37
Figura 3.2: Módulo reversível em função do nível de deformação para materiais granulares densamente compactados (Gomes Correia, 2004) .....	41
Figura 3.3: Efeito do grau de compactação ( $G_c$ ) no módulo reversível (Kolisoja, 1994) ....	42
Figura 3.4: Modelo de esferas uniformes (Hertz) .....	45
Figura 3.5: Diagrama esquemático do efeito de $C_u$ na relação do índice de vazios e no módulo de deformabilidade. (Adaptado de Gomes Correia et al., 2001) .....	47
Figura 3.6: Influência da granulometria no módulo reversível para (adaptada de Hoff, 1999) .....	49
Figura 3.7: Curvas granulométricas ensaiadas por Hoff (1999) .....	49
Figura 3.8: Efeito quantitativo da fracção fina no comportamento mecânico do agregado consistindo maioritariamente em partículas grosseiras (adaptado de kolisoja, 1997) ...	50

Figura 3.9: Classificação de materiais granulares de diferentes origens geológicas de acordo com as suas propriedades mecânicas (adaptado de Paute et al, 1994) .....	51
Figura 3.10: influência do nível de tensão na deformação plástica de alguns dos materiais (adaptado de Barksdale, 1972) .....	54
Figura 3.11: Deformação permanente em função das tensões aplicadas (Brown e Hyde, 1985) .....	54
Figura 3.12: Diagrama esquemático sobre a influência do número de ciclos e do nível de tensão no comportamento às deformações permanentes (adaptado de Werkmeister, 2003) .....	56
Figura 3.13: Tensões produzidas pelo movimento dos rodados nas camadas granulares dos pavimentos (adaptada de Gidel, 2001) .....	57
Figura 3.14: Influência da história do carregamento na deformação permanente (adaptada de Brown, 1975) .....	58
Figura 3.15: Influência da história do carregamento na deformação permanente (Monismith (1975) .....	59
Figura 3.16: A não influência da história das tensões de carregamento quando a relação $p/q$ é constante (Adaptada de Gidel, 2001) .....	59
Figura 3.17: Influência da compactidade (expressa pelo grau de compactação) nas deformações permanentes (Adaptada de Gomes Correia, 2000) .....	60
Figura 3.18: Dependência do número de contactos das partículas na porosidade, para partículas esféricas com diferentes arranjos (Cumberland e Crawford 1987) .....	60
Figura 3.19: Deformação permanente em função do numero de camadas utilizadas na compactação dos provetes (VC: Vibrocompactação; VH: Martelo vibrante) (Adaptada de Galjaard et al. 1996) .....	61
Figura 3.20: Evolução da deformação permanente característica em função do teor em água para diferentes materiais granulares (Hornych et al., 1998) .....	62
Figura 3.21: Influência da drenagem no desenvolvimento das deformações permanentes (Dawson 1990) .....	62
Figura 3.22: Efeito da gradação e da compactação na deformação plástica (adaptada de Thom e Brown, 1988) .....	63
Figura 3.23: Influência da % de finos nas deformações permanentes (Barksdale, 1972)....	63
Figura 3.24: Influência da dimensão máxima das partículas na formação das rodeiras (adaptado de Korkiala-Tanttu, 2008) .....	64

Figura 3.25: Influência da natureza mineralógica na evolução das deformações axiais e radiais (Hornych et al. 1993) .....	64
---	----

#### **4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS. CARACTERIZAÇÃO CORRENTE DOS MATERIAIS EM ESTUDO**

Figura 4.1: Câmaras triaxiais: a) T30 (LNEC); b) T15 (LEC-UM) .....	71
Figura 4.2: Curvas obtidas com medições externas e internas (Gomes Correia, 1985) .....	75
Figura 4.3: LDT: a) Esquema de funcionamento; b) Sistemas de fixação (LEC-UM) .....	76
Figura 4.4: Ensaio triaxial cíclico de curta duração: a) procedimento do ensaio; b) ciclo de carga/descarga de muito pequena amplitude .....	77
Figura 4.5: Procedimento do ensaio para o estudo da influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade .....	78
Figura 4.6: Princípio do ensaio triaxial cíclico de longa duração com tensão de confinamento variável (adaptado de Hornych et al., 2004) .....	79
Figura 4.7: Esquema do ensaio triaxial cíclico de longa duração utilizado neste trabalho (Gomes Correia et al., 2010) .....	81
Figura 4.8: Sistema triaxial cíclico desenvolvido: a) grupo hidráulico; b) servo-actuador axial; c) servo-actuador radial; d) software de ensaio; e) estrutura de reacção; f) câmara triaxial .....	82
Figura 4.9: Pormenor: a) da instrumentação interna para aferição das deformações; b) sistema de fixação para o LDT radial .....	83
Figura 4.10: Câmara, E50, utilizada no ensaio de compressão unidimensional .....	87
Figura 4.11: Valores médios da composição química da Escória da Maia aos 3 e 6 meses de maturação .....	89
Figura 4.12: Aspecto geral e de fases presentes na escória da Maia, com tempos de maturação de: a) 3 meses; b) 6 meses .....	90
Figura 4.13: Valores médios da composição química da Escória do Seixal aos 3 e 6 meses de maturação .....	94
Figura 4.14: Aspecto geral e de fases presentes na escória do Seixal .....	95

#### **5. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS E DA GRANULOMETRIA NAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE NO DOMÍNIO DAS PEQUENAS DEFORMAÇÕES**



Figura 5.1: Curvas granulométricas estudadas .....	104
Figura 5.2: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical, para provetes com diferentes índices de vazios e para as curvas: a) A (0/19); b) B (0/6,35); e c) C (0/2)..	106
Figura 5.3: Relação entre o módulo de deformabilidade medido e calculado utilizando a proposta de Hardin e Richart (1963) para a função do índice de vazios .....	108
Figura 5.4: Relação entre o módulo de deformabilidade medido e calculado utilizando a proposta de Lo Presti et al. (1995) para a função do índice de vazios .....	109
Figura 5.5: Módulo de deformabilidade normalizado para a tensão vertical em função do índice de vazios .....	110
Figura 5.6: Variação do expoente para a função do índice de vazios em função do $C_u$ ..	110
Figura 5.7: Extrapolação de E através das equações de Hardin e Richart (1963) e a nova proposta .....	111
Figura 5.8: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical .....	113
Figura 5.9: Ajuste do modelo .....	114
Figura 5.10: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical para curvas granulométricas com diferentes $D_{max}$ e com a) $C_u = 1$ ; b) $C_u = 17$ ; c) diferentes valores de $C_u$ .....	115
Figura 5. 11: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical para curvas granulométricas com igual $D_{max}$ : a) $D_{max} = 2\text{mm}$ ; b) $D_{max} = 6,35\text{mm}$ ; a) $D_{max} = 19,1\text{mm}$ .....	116
Figura 5.12: Evolução do módulo de deformabilidade com o $D_{50}$ , para diferentes $D_{max}$ .....	117

## **6. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS EM ESTUDO**

Figura 6.1: Resultados do ensaio de compressão uniaxial: a) relação entre a tensão a deformação axial; b) compressão e expansão unidimensional .....	120
Figura 6.2: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais para o provete MT1 .....	123
Figura 6.3: Resultados do ensaio triaxial convencional para o provete MT2 .....	124
Figura 6.4: Resultados dos ensaios triaxiais para as curvas virgem .....	127
Figura 6.5: Tensão de desvio em função da deformação axial, para a Escória da Maia,	128

para a tensão de confinamento de: a) 200kPa; b) 300kPa .....	
Figura 6.6: Envolventes de ruptura para as curvas virgem e quando se consideram os resultados obtidos em todos os provetes .....	129
Figura 6.7: Evolução do ângulo de atrito interno de pico secante com a tensão de confinamento .....	130
Figura 6.8: Resultados dos ensaios triaxiais para os provetes de muito grandes dimensões .....	131
Figura 6.9: Envolventes de ruptura para o material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM) .....	133
Figura 6.10: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial, em provetes de grande (material truncado) e muito grande (material quase integral) dimensão, para a tensão de confinamento de: a) 100kPa; b) 200kPa; c) 300kPa .....	133
Figura 6.11: Módulo de deformabilidade secante, para 1% de deformação axial, em função da tensão vertical total para o material, truncado (LEC-UM) e integral (LNEC) .....	134
Figura 6.12: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos no provete TT1 .....	136
Figura 6.13: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos sobre o provete TT2 .....	137
Figura 6.14: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos nas curvas virgem.	138
Figura 6.15: Envolventes de ruptura para a Escória da Maia e a Escória do Trecho .....	139
Figura 6.16: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial, para a Escória da Maia e Escória do Trecho, para a tensão de confinamento de: a) 100kPa; b) 200kPa; c) 300kPa .....	140
Figura 6.17: Módulo de deformabilidade secante, para 1% de deformação axial, em função de $\sigma_1$ para os agregados processados das escórias .....	140
Figura 6.18: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos no provete AG TT1 .....	142
Figura 6. 9: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos sobre o provete AG TT2 .....	143
Figura 6.20: Resultados dos ensaios obtidos nas curvas virgem .....	144
Figura 6.21: Resultados dos ensaios triaxiais obtidos para o Saibro Granítico .....	145

Figura 6.22: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical da Escória da Maia .....	148
Figura 6.23: Influência da anisotropia induzida nas características de deformabilidade da Escória da Maia .....	148
Figura 6.24: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial para o provete: a) MTP1; b) MTP2 .....	149
Figura 6.25: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical da Escória do Trecho .....	150
Figura 6.26: Influência do nível de deformação axial no módulo de deformabilidade secante da Escória do Trecho .....	150
Figura 6.27: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical da Escória do Seixal .....	151
Figura 6.28: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial, para o provete: a) STP1; b) STP2 .....	152
Figura 6.29: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical do Agregado Granítico .....	152
Figura 6.30: Influência do nível de deformação axial no módulo de deformabilidade secante do Agregado Granítico .....	153
Figura 6.31: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical do Saibro Granítico .....	153
Figura 6.32: Influência do nível de deformação axial no módulo de deformabilidade secante do Saibro Granítico .....	154
Figura 6.33: Esec/Emax em função da deformação axial, para o Saibro Granítico .....	154
Figura 6.34: Comportamento observado no 1º ciclo e no 20000º ciclo durante o acondicionamento do provete .....	155
Figura 6.35: Evolução, com o número de ciclos: a) tensão de desvio ao longo do carregamento b) deformações vertical total e permanente; c) deformações vertical reversível .....	156
Figura 6.36: Comportamento tensão/deformação durante a aplicação dos diferentes carregamentos triaxiais cíclicos .....	157
Figura 6.37: Módulo de deformabilidade reversível em função da tensão vertical .....	158
Figura 6.38: Relação entre a deformação radial e axial em função da tensão de confinamento.....	158

Figura 6.39: Influência do nível de tensão no coeficiente de Poisson reversível .....	159
Figura 6.40: Deformação vertical permanente para uma tensão de confinamento de 20kPa para a: a) primeira trajectória de tensão; b) última trajectória de tensão .....	161
Figura 6.41: Influência das leituras interna e externa na deformação permanente .....	161
Figura 6.42: Influência do número de ciclos e do nível de tensão nas deformações verticais permanentes para a tensão de confinamento: a) 20kPa; b) 45kPa; c) 70kPa; d) 100kPa; e) 150kPa .....	162
Figura 6.43: Influência do número de ciclos e do nível de tensão nas deformações verticais reversíveis para a tensão de confinamento: a) 20kPa; b) 45kPa; c) 70kPa; d) 100kPa; e) 150kPa .....	163
Figura 6.44: Comportamento das deformações em função do número de ciclos aplicados .....	164
Figura 6.45: Limites de shakedown e cedência plásticos para a Escória da Maia .....	165
Figura 6.46: Comportamento de deformação observado no 1º e último ciclo (80000) .....	165
Figura 6.47: Evolução, com o número de ciclos: a) tensão de desvio ao longo do carregamento b) deformações vertical total e permanente; c) deformações vertical reversível .....	166
Figura 6.48: A influência da história das tensões nas deformações verticais permanentes da Escória da Maia .....	167
Figura 6.49: Módulo de deformabilidade secante determinado com diferentes técnicas de medição de deformação, para a tensão de confinamento de: a) 100kPa; b) 200kPa; c) 300kPa .....	168
Figura 6.50: Influência do nível de deformação e de tensão no módulo de deformabilidade .....	169

## **7. TRABALHO EXPERIMENTAL DE CAMPO**

Figura 7.1: a) Perfil transversal tipo E.N.; b) localização do trecho experimental .....	176
Figura 7.2: Mancha de empréstimo de a) Saibro Granítico; b) ASIC .....	176
Figura 7.3: a) Estrutura do pavimento b) compactação das camadas experimentais de ASIC e de Saibro Granítico .....	177
Figura 7.4: Localização do sistema de instrumentação no trecho experimental .....	179
Figura 7.5: a) Marca superficial; b) ponto de referência .....	180

Figura 7.6: Varões extensométricos: a) pormenor da localização; b) instrumentação .....	180
Figura 7.7: a) Extensómetro vertical; b) colocação na camada .....	181
Figura 7.8: a) Instalação dos lisímetros na secção ASIC+ ASIC; b) recolha do lixiviado na secção abge + Saibro (Roque et al., 2007) .....	181
Figura 7.9: a) Extensómetros horizontais (transversais e longitudinais); b) colocação na camada .....	182
Figura 7.10: Termopares na camada de regularização e de desgaste .....	182
Figura 7.11: Vista em planta e corte longitudinal do trecho experimental: esquema da divisão das camadas (Gomes Correia et al., 2008b) .....	186
Figura 7.12: Determinação do peso volúmico e teor em água in situ com: a) ensaio de garrafa de areia; b) ensaio de membrana; c) gamadensímetro .....	187
Figura 7.13: Ensaio de carga com pneu: a) vista geral; b) pormenor do transdutor .....	188
Figura 7.14: FWD, pormenor: a) da barra metálica instrumentada com os geofones; c) da placa .....	189
Figura 7.15: Deflectómetro de impacto ligeiro (DIP) .....	189
Figura 7.16: Geogauge - Humboldt Stiffness Gauge (SSG) .....	190
Figura 7.17: Ensaio de carga estática com placa: a) ensaio in situ; b) interpretação .....	191
Figura 7.18: Portancemètre: a) aspecto geral; b) esquema de funcionamento .....	191
Figura 7.19: Variação da massa volúmica seca determinada in situ, nas camadas experimentais em ASIC, em função do número de passagens do cilindro .....	192
Figura 7.20: Variação da massa volúmica seca determinada in situ, nas camadas experimentais em Saibro Granítico, em função do número de passagens do cilindro: a) 1ª camada; b) 2ª camada; c) 3ª camada .....	192
Figura 7.21: Módulos de deformabilidade em função do n.º de passagens do cilindro nos ensaios ECP e/ou DIP obtidos nas camadas experimentais: a) 1ª camada; b) 2ª camada; c) 3ª camada .....	194
Figura 7.22: Módulos de deformabilidade em função do n.º de passagens do cilindro nos ensaios Portancemètre obtidos nas camadas experimentais: a) 1ª camada; b) 2ª camada; c) 3ª camada .....	195
Figura 7.23: Módulos de deformabilidade, obtidos na camada do leito do pavimento, em função do n.º de passagens do cilindro nos ensaios: a) DIP, b) Portancemètre .....	195

Figura 7.24: Deflexões e módulos de deformabilidade obtidos para a camada de base para 8 passagens do cilindro para os ensaios: a) FWD; b) DIP e ECP .....	199
Figura 7.25: Deflexões obtidas nos ensaios FWD para as camadas; a) de regularização; b) de desgaste .....	199
Figura 7.26: Influência do nível de deformação no módulo de deformabilidade do ASIC para um índice de vazios de valor igual a 0,35 e uma tensão vertical de 200kPa .....	201
Figura 7.27: Relação entre os valores do módulo de deformabilidade obtidos com o ECP e com o DIP e Portancemètre: a) potencia; b) linear .....	204
Figura 7.28: Relação entre os módulos de deformabilidade obtidos nos ensaios geogauge e DIP .....	205
Figura 7.29: a) Assentamentos totais da fundação nas secções em Saibro Granítico e ASIC; b) assentamento das camadas inferiores de aterro em Saibro Granítico e ASIC medidos a 1,60 m da base do aterro; c) precipitação mensal na estação meteorológica de Amarante .....	208
Figura 7.30: Resultados das campanhas de ensaios FWD realizadas em: a) 15-02-08; b) 04-04-08; c) 13-05-08; d) 17-06-08; e) 01-08-08; f) 02-10-08; g) 16-01-09; h) 06-07-09; i) 09-09-09; j) 06-11-09; k) 24-03-10 .....	211
Figura 7.31: a) evolução das deflexões máximas, para uma carga aproximadamente igual a 47kN; b) temperatura na superfície do pavimento; c) precipitação mensal na estação meteorológica de Amarante .....	212
Figura 7.32: Evolução da deflexão/deformação, com a tensão de pico dinâmica aplicada pelo FWD para a secção construída em ASIC a) deflexão máxima; b) deformação horizontal longitudinal; c) deformação vertical no topo da camada do leito do pavimento; d) deformação vertical na última camada do corpo do aterro .....	214
Figura 7.33: Evolução, da deflexão /deformação com a tensão de pico dinâmica aplicada pelo FWD para a secção construída em material tradicional a) deflexão máxima; b) deformação horizontal longitudinal; c) deformação vertical no topo da camada do leito do pavimento; d) deformação vertical última camada do corpo do aterro .....	215
Figura 7.34: Deformações verticais, para uma carga de cerca de 47kN, medidas: a) no topo da última camada do corpo do aterro; b) no topo da camada de leito do pavimento .....	216
Figura 7.35: Deformações horizontais longitudinais na base da camada de regularização, para uma carga de cerca de 47kN .....	216

Figura 7.36: Evolução no tempo a) das deformações verticais no topo da camada de leito do pavimento (LP) e no topo da última camada do corpo do aterro (a); b) das deformações horizontais longitudinais (L) e transversais (T) na base da camada de regularização; c) temperatura na superfície do pavimento; d) precipitação mensal na estação meteorológica de Amarante .....	217
Figura 7.37: Evolução e comparação de alguns elementos doseados nos lixiviados do Saibro Granítico e do ASIC: a) sulfatos e cloretos; b) fenóis e fluoretos .....	225

## 8. VALORIZAÇÃO DOS AGREGADOS SIDERÚRGICOS INERTES PARA A CONSTRUÇÃO

Figura 8.1: Comparação das curvas granulométricas do ASIC da Maia do ASIC do Trecho e do ASIC do Seixal com o fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento .....	239
Figura 8.2: Comparação das curvas granulométricas do ASIC da Maia, do ASIC do Trecho e do ASIC do Seixal com o fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para os materiais naturais não britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento .....	240
Figura 8.3: Comparação das curvas granulométricas do ASIC com o fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para os materiais rochosos a aplicar em camadas de aterro .....	241
Figura 8.4: Aptidão do ASIC da Maia quando utilizado em camadas de base sob camada betuminosa fina .....	246
Figura 8.5: Classificação de diferentes agregados através dos ensaios mecânicos empíricos .....	248
Figura 8.6: Comparação do modulo de deformabilidade do ASIC com os materiais standardizados para as camadas de base dos pavimentos .....	249
Figura 8.7: Comparação da classe obtida através do ensaio triaxial cíclico de longa duração para o ASIC da Maia com diferentes materiais .....	249
Figura 8.8: Comparação dos limites de <i>shakedown</i> plástico entre os ASIC da Maia e os materiais naturais .....	250
Figura 8.9: A evidência da não correlação entre as classificações baseadas em ensaios empíricos e mecanicistas .....	251

## 9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Sem Figuras

# ÍNDICE DE QUADROS

## 1. INTRODUÇÃO

Sem Quadros

## 2. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE AS ESCÓRIAS DE ACIARIA

Quadro 2.1: Valores limite para a utilização das escórias de aciaria processadas em infraestruturas de transporte no Japão .....	28
Quadro 2.2: Valores limite para a utilização das escórias de aciaria em infraestruturas de transporte no Brasil .....	29
Quadro 2.3: Fusos granulométricos para materiais alternativos segundo o caderno de encargos PG-3 para pavimentos e pontes .....	30
Quadro 2.4: Valores limite para a utilização das escórias de aciaria processadas em infraestruturas de transporte em Espanha .....	31
Quadro 2.5: Fusos granulométricos requeridos para os materiais alternativos utilizados em camadas de base e sub-base no Reino Unido .....	31
Quadro 2.6: Classes das escórias de aciaria processadas segundo a norma EN 13242..	32
Quadro 2.7: Valores máximos de admissibilidade previstos no Decreto-Lei n.º 152/2002 para os resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes em Portugal .....	33

## 3. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE OS FACTORES QUE INFLUENCIAM AS DEFORMAÇÕES REVERSÍVEIS E PERMANENTES DOS MATERIAIS GRANULARES QUANDO SUJEITOS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Quadro 3.1: Diferentes valores de B, encontrados na bibliografia, para materiais granulares .....	43
Quadro 3.2: Valores para o expoente, x, para materiais granulares .....	44
Quadro 3.3: Índices físicos para diferentes arranjos das esferas (Biarez e Hicher, 1994).....	45
Quadro 3.4: Relações entre as deformações axiais permanentes com o número de ciclos .....	53
Quadro 3.5: Relações entre a deformação axial permanente com o nível de tensão .....	56



#### **4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS. CARACTERIZAÇÃO CORRENTE DOS MATERIAIS EM ESTUDO**

Quadro 4.1: Características gerais do ensaio .....	81
Quadro 4.2: Trajectórias de tensão aplicadas no estudo do comportamento reversível ...	84
Quadro 4.3: Trajectórias de tensão aplicadas no estudo do comportamento às deformações permanentes através do procedimento multi-estágios .....	86
Quadro 4.4: Composição química da Escória da Maia .....	88
Quadro 4.5: Composição química do lixiviado da Escória da Maia .....	89
Quadro 4.6: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas da Escória da Maia .....	91
Quadro 4.7: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas da Escória do Trecho .....	93
Quadro 4.8: Composição química da Escória do Seixal .....	94
Quadro 4.9: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas da Escória do Seixal .....	96
Quadro 4. 10: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do Agregado Granítico ...	97
Quadro 4. 11: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do Saibro Granítico .....	98
Quadro 4.12: Composição química do lixiviado do Saibro Granítico .....	99

#### **5. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS E DA GRANULOMETRIA NAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE NO DOMÍNIO DAS PEQUENAS DEFORMAÇÕES**

Quadro 5.1: Características geométricas das curvas granulométricas.....	105
Quadro 5. 2: Características dos provetes ensaiados para a determinação da influência do índice de vazios no módulo de deformabilidade .....	105
Quadro 5.3: Parâmetros encontrados para os modelos e respectivos coeficientes de determinação .....	109
Quadro 5.4: Características dos provetes ensaiados para o estudo da influência da granulometria no módulo de deformabilidade .....	112
Quadro 5.5: Valor do expoente da nova $F(e)$ para as diferentes curvas granulométricas...	113
Quadro 5.6: Parâmetros do modelo para as diferentes curvas granulométricas e valor do $R^2$ .....	114

#### **6. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS EM ESTUDO**

Quadro 6.1: Condições de compactação dos provetes da Escória da Maia .....	121
Quadro 6.2: Síntese dos resultados obtidos para a Escória da Maia através do ensaio triaxial convencional para os provetes de grande dimensão .....	128
Quadro 6.3: Síntese dos resultados obtidos para a Escória da Maia através dos procedimentos de ensaio multi-estágios e estágio simples .....	130
Quadro 6.4: Síntese dos resultados obtidos para o material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM) .....	135
Quadro 6.5: Condições de compactação dos provetes ensaiados com a Escória do Trecho .....	135
Quadro 6.6: Síntese dos resultados obtidos para a Escória do Trecho através dos ensaios triaxiais convencionais .....	138
Quadro 6.7: Síntese dos resultados obtidos para a Escória da Maia (no material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM)) e para a Escória do Trecho .....	141
Quadro 6.8: Condições de compactação dos provetes construídos com o Agregado Granítico .....	141
Quadro 6.9: Síntese dos resultados obtidos para o Agregado Granítico através do ensaio triaxial convencional .....	144
Quadro 6.10: Condições de compactação dos provetes construídos com o Saibro Granítico .....	145
Quadro 6.11: Síntese dos resultados obtidos para o Saibro Granítico através do ensaio triaxial convencional .....	146
Quadro 6.12: Condições de compactação dos provetes construídos com a Escória da Maia submetidas ao ensaio triaxial cíclico de curta duração .....	147
Quadro 6.13: Condições de compactação dos provetes construídos com a Escória do Seixal submetidos ao ensaio triaxial cíclico de curta duração .....	151
Quadro 6.14: Influência do nível de tensão no coeficiente de Poisson reversível obtido para a Escória da Maia .....	160

## **7. TRABALHO EXPERIMENTAL DE CAMPO**

Quadro 7.1: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do ASIC .....	183
Quadro 7.2: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do Agregado Granítico .....	184
Quadro 7.3: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do Saibro Granítico .....	185

Quadro 7.4: Valores de massa volúmica seca e teor em água obtidos através do gamadensímetro para a secção construída em Saibro Granítico .....	193
Quadro 7.5: Valores de módulo de deformabilidade através do ensaio de carga em placa nas camadas experimentais .....	196
Quadro 7.6: Valores de módulo de deformabilidade obtido através dos ensaios geogauge e DIP para as camadas de aterro e leito do pavimento (LP) na secção construída com ASIC e Saibro Granítico .....	197
Quadro 7.7: Valores das deflexões ( $\delta$ : mm) obtidas para o ensaio de carga com pneu na 2ª camada experimental .....	198
Quadro 7.8: Valores das deflexões ( $\delta$ : mm) obtidas para o ensaio de carga com pneu nas diferentes secções .....	198
Quadro 7.9: Módulos de deformabilidade determinados no campo através do ensaio de carga em placa e em laboratório, para o ASIC e o Saibro Granítico .....	202
Quadro 7.10: Módulos de deformabilidade determinados em campo através do ensaio geogauge e em laboratório através do ensaio triaxial de curta duração, para o Saibro Granítico .....	203
Quadro 7.11: Comparação entre os módulos de deformabilidade determinados através do ensaio geogauge e $EV_2$ para o Saibro Granítico tendo em conta o nível de tensão e deformação .....	206
Quadro 7.12: Assentamentos medidos através dos varões extensométricos e das marcas superficiais .....	209
Quadro 7.13: Relação entre a deflexão máxima ( $\delta$ ) medida na secção construída em ASIC e em material tradicional, na via direita .....	212
Quadro 7.14: Valores das deflexões máximas obtidas dos ensaios FWD para uma carga aproximada de 47kN e da temperatura registada pelos termopares, no lado direito da via .....	213
Quadro 7.15: Valores das deformações verticais para os extensómetros colocados no topo da camada de leito do pavimento (LP) e no topo da última camada do corpo do aterro (A) e das temperaturas medidas pelos termopares para uma solicitação do FWD correspondente a uma carga de cerca de 47kN .....	218
Quadro 7.16: Valores das deformações horizontais longitudinais (L) e transversais (T) medidos pelos extensómetros colocados na base da camada de regularização e das temperaturas medidas pelos termopares para uma solicitação do FWD correspondente a uma carga de cerca de 47kN .....	219

Quadro 7.7: Relação entre as deformações verticais, medidas no topo da última camada de aterro e no topo da camada do leito do pavimento, e das deformações horizontais longitudinais medidas na base da camada de regularização medidas na secção construída em ASIC e em material tradicional para uma solicitação do FWD correspondente a uma carga de cerca de 47kN .....	219
Quadro 7.18: Amostras recolhidas no lisímetro situado na secção construída com ASIC..	222
Quadro 7.19: Amostras recolhidas no lisímetro situado na secção construída com Saibro Granítico .....	222
Quadro 7.20: Resultados obtidos nas amostras de lixiviado recolhidas no lisímetro da secção do aterro em ASIC (adaptado de Roque et al., 2009) .....	223
Quadro 7.21: Resultados obtidos nas amostras de lixiviado recolhidas no lisímetro da secção do aterro em Saibro Granítico (adaptado de Roque et al., 2009) .....	224

## **8. VALORIZAÇÃO DOS AGREGADOS SIDERÚRGICOS INERTES PARA A CONSTRUÇÃO**

Quadro 8.1: Valores dos parâmetros medidos no lixiviado do ASIC e valores máximos de admissibilidade para os resíduos inertes previstos no Decreto-Lei n.º 152/2002 ....	234
Quadro 8.2: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes do ASIC .....	236
Quadro 8.3: Classe dos agregados segundo a norma XP P 18-540 (1990) .....	237
Quadro 8.4: Propriedades índice do ASIC e especificações do Caderno de Encargo das Estradas de Portugal para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento .....	238
Quadro 8.5: Propriedades índice do ASIC da Maia, do ASIC do Trecho e do ASIC do Seixal e as especificações do Caderno de Encargo das Estradas de Portugal para os materiais naturais não britados a aplicar em camadas de sub-base e leito de pavimento .....	239
Quadro 8.6: Propriedades índice do ASIC e especificações do Caderno de Encargo das Estradas de Portugal para os materiais naturais rochosos a aplicar em camadas de aterro.....	241
Quadro 8.7: Comparação das propriedades relativas à compressão uniaxial, resistência ao corte e deformabilidade obtidas para o ASIC da Maia, o ASIC do Trecho e o ASIC do Seixal .....	242
Quadro 8.8: Classes de desempenho dos agregados determinadas a partir de ensaios mecanicistas (NF P98-129, 1994) .....	244

Quadro 8.9: Classes de desempenho dos agregados determinadas a partir de ensaios mecanicistas (EN 13286-7, 2004) .....	244
Quadro 8.10: Comparação das propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes do ASIC com outros materiais .....	247

## **9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Sem Quadros

# SIMBOLOGIA<sup>1</sup>

## LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS

*A*: Parâmetro função do material e das tensões

*Abs*: Absorção de água

*B*: Parâmetro da função do índice de vazios proposta por Hardin e Richart (1963)

*B*: Parâmetro de Skempton

*C*: Parâmetro função do material e das tensões

*CBR*: Índice de Suporte Californiano

*CBR<sub>i</sub>*: Índice de Suporte Californiano imediato

*Cc*: Coeficiente de Curvatura

*Cc*: Coeficiente de Curvatura

*Cc*: Índice de compressibilidade

*Cr*: Índice de recompressibilidade

*Cs*: Índice de expansibilidade

*Cu*: Coeficiente de Uniformidade

*D*: Parâmetro função do material e das tensões

*D10*: Diâmetro equivalente que corresponde a 10% de partículas com dimensões inferiores

*D30*: Diâmetro equivalente que corresponde a 30% de partículas com dimensões inferiores

*D50*: Diâmetro equivalente que corresponde a 50% de partículas com dimensões inferiores

*D60*: Diâmetro equivalente que corresponde a 60% de partículas com dimensões inferiores

*DG*: Degradabilidade

*Dmax*: Diâmetro máximo das partículas

*Dr*: Densidade relativa

*E*: Módulo de deformabilidade ou de Young

*E\**: Módulo de deformabilidade medido nos provetes

---

<sup>1</sup> Alguns dos símbolos utilizados aparecem com mais do que um significado ao longo do texto, tal acontece porque se tentou respeitar a simbologia adoptada por cada autor.

$E_{200\text{kPa}}^*$ : Módulo de deformabilidade correspondente a uma tensão de 200kPa

$E_{25\text{kPa}}^*$ – Módulo de deformabilidade correspondente a uma tensão de 25kPa

$EA$ : Equivalente de areia

$E_c$ : Módulo de deformabilidade característico

$E_{Des(CV)}$ : Módulo de deformabilidade retirado na descarga dos ensaios triaxiais convencionais para as curvas virgem

$E_{Des(M-E)}$ : Módulo de deformabilidade retirado na descarga dos ensaios triaxiais convencionais para no procedimento multi-estágios

$E_{Des}$ : Módulo de deformabilidade retirado na descarga dos ensaios triaxiais convencionais

$E_{DIP}$ : Módulo de deformabilidade determinado através do ensaio de deflectómetro de impacto ligeiro (*DIP*)

$E_{edo}$ : Módulo edométrico secante

$E_G$ : Módulo de deformabilidade determinado através do ensaio *Geogauge*

$E_{G(1 \times 10^{-3}; 200\text{kPa})}$ : Módulo de deformabilidade obtido do ensaio *Geogauge* normalizado para o estado de tensão e deformação imposto no ensaio *ECP*

$E_g$ : Módulo de deformabilidade dos grãos

$E_i$ : Valor do módulo de deformabilidade medido

$E_{Lab}$ : Módulo de deformabilidade obtidos em laboratório

$E_m$ : Módulo de deformabilidade da mistura betuminosa

$E_{m\acute{a}x}$ : Módulo de deformabilidade inicial ou máximo

$E_{nor}$ : Módulo de deformabilidade normalizado

$E_{Portancem\grave{e}tre}$ : Módulo de deformabilidade obtido do ensaio *Portancemètre*

$E_r$ : Módulo de deformabilidade reversível

$E_{sec}$ : Módulo de deformabilidade secante

$EV_2$ : Módulo de deformabilidade calculado para o segundo ciclo de carregamento do ensaio de carga em placa

$\bar{E}$ : Valor médio do módulo de deformabilidade

$F(e)$ : Função de índice de vazios

$F(e)_{campo}$ : Função de índice de vazios para um índice de vazios determinado em campo

$F(e)_{Lab}$ : Função de índice de vazios para um índice de vazios determinado em laboratório

*F*: Força aplicada

*FI*: Índice de achatamento

*FR*: Fragmentabilidade

*G*: Módulo de Distorção ou de Corte

*G<sub>a</sub>*: Parâmetro do modelo de Boyce

*GC*: Grau de compactação

*G<sub>p</sub>*: Ordenada na origem da envolvente de rotura dos valores de pico

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

*I<sub>d2</sub>*: Índice de desgaste

*IP*: Índice de Plasticidade

*I<sub>s50</sub>*: Resistência à carga pontual

*K*: Módulo de compressibilidade volumétrico

*K<sub>a</sub>*: Parâmetro do modelo de Boyce

*L*: Afastamento

*L*: Comprimento da trajectória das tensões

*LA*: Coeficiente de Los Angeles

*LL*: Limite de liquidez

*L<sub>max</sub>*: Comprimento máximo da trajectória das tensões

*LP*: Limite de plasticidade

*M*: Inclinação da recta de rotura no estado crítico no plano (p,q)

*MDe*: Micro-Deval

*Mp*: Inclinação da recta de rotura nos valores de pico no plano (p,q)

*N*: Número de ciclos

*N<sub>80</sub>*: Número de eixos-padrão de 80kN

*N<sub>c</sub>*: Número de pontos de contacto entre os grãos

*R*: Raio das esferas

*R<sup>2</sup>*: Coeficiente de determinação

*R<sub>i</sub>*: Relação entre *q* e *p* na rotura

*S*: Secção do provete



$S$ : Soma do quadrado dos desvios  
 $S_0$ : Secção inicial do provete  
 $S_{\text{Aterro}}$ : Assentamento do aterro  
 $S_{\text{fundação}}$ : Assentamento da fundação  
 $SI$ : Índice de forma ou alongamento  
 $S_{\text{total}}$ : Assentamento total (fundação mais aterro)  
 $S_r$ : Grau de Saturação  
 $T$ : Temperatura  
 $V$ : Variância  
 $V_b$ : Percentagem volumétrica de betume no volume total  
 $VBS$ : Valor de azul de metileno  
 $V_s$ : Velocidade de propagação das ondas de corte

#### **LETRAS LATINAS MINÚSCULAS**

$a$ : Parâmetro do modelo  
 $b$ : Parâmetro do modelo  
 $c$ : Coesão  
 $e$ : Índice de vazios  
 $e_0$ : Índice de vazios inicial  
 $e_{cv}$ : Índice de vazios para as curvas virgem  
 $e_{ec}$ : Índice de vazios de estado crítico  
 $e_{fc}$ : Índice de vazios no final da consolidação  
 $e_{i/a}$ : Índice de vazios quando a tensão normal média tem valor igual a 1kPa para a linha de compressão isotópica/anisotrópica  
 $e_{iso/aniso}$ : Índice de vazios para a linha de compressão isotópica/anisotrópica  
 $e_k$ : Índice de vazios quando a tensão normal média tem valor igual a 1kPa para a linha dos valores de pico  
 $e_{max}$ : Índice de vazios máximo  
 $e_{min}$ : Índice de vazios mínimo  
 $e_p$ : Índice de vazios de pico

$f(e)$ : Função do índice de vazios  
 $f(e_{nor})$ : Função do índice de vazios para um valor normalizado  
 $f(N)$ : Lei entre  $\varepsilon_1^p$  e  $N$   
 $f$ : Frequência  
 $f_i$ : Valor do módulo de deformabilidade calculado  
 $f_n(N)$ : Factor que depende de  $N$   
 $k$ : Declive da linha dos valores de pico  
 $k_1$ : Constante do modelo K- $\theta$  ou do modelo de Uzan et al. (1992)  
 $k_2$ : Constante do modelo K- $\theta$  ou do modelo de Uzan et al. (1992)  
 $k_3$ : Constante do modelo de Uzan et al. (1992)  
 $K_{cv}$ : Declive da linha de compressão isotrópica para as curvas virgem  
 $K_{iso/aniso}$ : Declive da linha de compressão isotrópica/anisotrópica  
 $n(\varepsilon)$ : Declive n função do nível de deformação  
 $n$ : Expoente  
 $n$ : Parâmetro do modelo  
 $p^*$ : Intersecção entre a recta de rutura  $o$  e o eixo  $p$  no plano  $(p,q)$   
 $p^*$ : Tensão média com parâmetro de anisotropia no modelo de Hornych e tal. (1998)  
 $p$ : Pressão de contacto do pneu  
 $p^t$ : Tensão média efectiva  
 $p$ : Tensão normal média  
 $p_a$ : Pressão de referência de valor 100 kPa  
 $p_{ec}$ : Tensão normal média de estado crítico  
 $p_{max}$ : Tensão normal média máxima  
 $p_{p(CV)}$ : Tensão normal média de pico para as curvas virgem  
 $q^*$ : Tensão de desvio com parâmetro de anisotropia no modelo de Hornych e tal. (1998)  
 $q$ : Tensão de desvio  
 $q_0$ : Tensão de desvio próxima de zero  
 $q_c$ : Tensão de desvio cíclica  
 $q_{ec}$ : Tensão de desvio no estado crítico

$q_{max/2}$ : Metade do valor da tensão de desvio máxima

$q_{max}$ : Tensão de desvio máxima

$q_{p(CV)}$ : Tensão de desvio de pico para as curvas virgem

$q_p$ : Tensão de desvio de pico

$q_p$ : Tensão normal média de pico

$s$ : Ordenada na origem da linha de rotura do material

$w$ : Teor em água

$w_{OPM}$ : Teor em água óptimo referido ao ensaio Proctor modificado

$w_{OPN}$ : Teor em água óptimo referido ao ensaio Proctor normal

$x$ : Expoente da função do índice de vazios proposta por Lo Presti et al (1995)

#### **LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS**

$\Delta D$ : Deslocamento relativo entre o centro das esferas

$I$ : Índice de vazios quando a tensão normal média tem valor igual a 1kPa no estado crítico

#### **LETRAS GREGAS MINÚSCULAS**

$\alpha$ : Parâmetro que define o limite de *skakedown* plástico

$\beta$ : Parâmetro do modelo de Boyce

$\beta$ : Parâmetro que define o limite de *skakedown* plástico

$\delta$ : Deflexão máxima

$\delta_{ABGE}$ : Deflexão máxima medida na secção construída em ABGE e Saibro

$\delta_{ASIC}$ : Deflexão máxima medida na secção em ASIC

$\delta_{Saibro}$ : Deflexão máxima medida na secção em Saibro

$\varepsilon_1$ : Deformação vertical

$\varepsilon_3$ : Deformação horizontal

$\varepsilon_q$ : Deformação de corte

$\varepsilon_T$ : Deformação horizontal transversal

$\varepsilon_i^v$ : Deformação limite sem variação volumétrica

$\varepsilon_v$ : Deformação volumétrica

$\varepsilon_v^p$  : Deformação volumétrica permanente

$\varepsilon_{1c}$  : Deformação axial característica

$\varepsilon_s^p$  : Deformação permanente de corte acumulada após N ciclos

$\varepsilon_{0,95S}$  : Deformação a 95% da tensão estática máxima

$\varepsilon_1^p$  : Deformação axial permanente

$\varepsilon_1^{p*}$  : Deformação axial permanente acumulada a partir dos 100 primeiros ciclos

$\varepsilon_{1,ult}^p$  : Deformação axial permanente última

$\varepsilon_1^{p0}$  : Deformação dos  $N_0$  primeiros ciclos

$\varepsilon_1^p(N_{ref})$  : Deformação axial permanente acumulada a partir de  $N_{ref}$  ciclos

$\varepsilon_p^1(5000)$  : Deformação axial permanente acumulada aos 5000 ciclos

$\varepsilon_p^1(3000)$  : Deformação axial permanente acumulada aos 3000 ciclos

$\varepsilon_1^r$  : Deformação axial reversível

$\phi$ : Diâmetro

$\phi_{ec}$ : Ângulo de atrito interno de estado crítico

$\phi_p$ : Ângulo de atrito interno de pico

$\phi_{p(sec)}$ : Ângulo de atrito interno de pico secante

$\gamma$ : Coeficiente de anisotropia

$\eta$ : Parâmetro que define o limite de cedência plástico

$\kappa$ : Parâmetro que define o limite de cedência plástico

$\lambda$ : Declive da linha do estado crítico

$\theta$ : Soma das tensões principais

$\rho$ : Massa volúmica do solo

$\rho_d$ : Massa volúmica seca

$\rho_{dOPM}$ : Massa volúmica seca máxima referida ao ensaio Proctor modificado

$\rho_{dOPN}$ : Massa volúmica seca máxima referida ao ensaio Proctor normal

$\rho_g$ : Massa volúmica dos grãos

$\rho_i$ : Massa volúmica do material impermeável

$\rho_s$ : Massa volúmica das partículas saturadas

$\sigma$ : Tensão normal

$\sigma'$ : Tensão efectiva normal

$\sigma_1$ : Tensão vertical

$\sigma_{1max}$ : Tensão vertical máxima

$\sigma_{pD}$ : Tensão de pico dinâmica

$\sigma_3$ : Tensão de confinamento

$\tau$ : Tensão tangencial, corte ou cisalhamento

$\tau'$ : Tensão de corte efectiva

$\nu$ : Coeficiente de Poisson

$\nu'$ : Coeficiente de Poisson reversível

$\nu_g$ : Coeficiente de Poisson dos grãos

$\zeta$ : Factor que depende dos parâmetros elásticos e do arranjo das esferas

#### **SÍMBOLOS ESPECIAIS**

$\Delta$  – Variação

$\partial$  – Derivada

$\propto$  – Proporcional

#### **ABREVIATURAS MAIS UTILIZADAS**

*ASIC*: Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção

*BDE*: Bolsa de Doutoramento em Empresa

*CE*: Condutividade Eléctrica

*CVR*: Centro para a Valorização de Resíduos

*DNER*: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

*EAF*: Forno de Arco Eléctrico

*ECP*: Ecole Centrale Paris

*EP*: Estradas de Portugal

*IBS*: Instituto Brasileiro de Siderurgia

*ISRM*: International Society of Rock Mechanics

*LEC – UM*: Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho

*LNEC*: Laboratório Nacional de Engenharia Civil

*LDT*: Local Deformation Transducer

*LVDT*: Linear Variable Deformation Transducer

*NP*: Não plástico

*TCC*: Tensão Confinamento Constante

*TCV*: Tensão Confinamento Variável

*UM*: Universidade do Minho



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. JUSTIFICAÇÃO DO TEMA E ENQUADRAMENTO DA TESE

As políticas ambientais têm vindo a limitar fortemente a extracção de materiais naturais e a incentivar a utilização de materiais obtidos a partir de resíduos, incluindo os resíduos das obras de engenharia. A utilização de resíduos, ou de produtos obtidos a partir do seu processamento, que apresentem propriedades mecânicas e ambientais adequadas em obras de engenharia, permitirá adaptar a sua utilização aos princípios do desenvolvimento sustentável, nomeadamente, através da redução das quantidades de resíduos a depositar em aterro, da criação de um novo e importante mercado nacional e da preservação dos materiais naturais não renováveis.

Sendo os agregados naturais, o terceiro recurso natural mais utilizado em todo o mundo e a indústria produtora de aço, uma grande geradora de resíduos (escórias) com potencial de serem valorizados como agregados, o seu estudo é fundamental, à luz das actuais políticas de gestão integrada de resíduos.

De facto, a Siderurgia Nacional (SN) prevê que a médio prazo a produção anual de escórias de aciaria nos seus fornos de arco eléctricos seja de cerca de 400 000 toneladas, sendo a gestão deste importante volume de resíduos uma fonte de preocupação para a Empresa e para o País. É neste quadro que a SN e a Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) apoiam a realização deste trabalho, quer através de uma Bolsa de Investigação e Doutoramento em Empresa (BDE), quer ainda através de um Projecto de Investigação e Desenvolvimento (I&D) PPCDT/ECM/56952/2004 intitulado “*Aplicação de resíduos em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas – Valorização de escórias de aciaria*”, em que a autora deste trabalho participou como bolsista de investigação. O Projecto de I&D é coordenado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e nele participam também a Universidade do Minho (UM) e o Centro para a Valorização de Resíduos (CVR). Este Projecto contou ainda com o apoio das Estradas de Portugal (EP) e do Instituto dos Resíduos (INR, actualmente integrado na Agência Portuguesa do Ambiente).



De acordo com os ensaios e os critérios normalmente utilizados para os materiais naturais, comumente de base empírica, os materiais não tradicionais são normalmente considerados inapropriados para trabalhos geotécnicos, nomeadamente, quando utilizados nas camadas granulares, quer dos pavimentos quer das vias-férreas. De facto, quando se pretende avaliar o desempenho técnico e ambiental de um novo produto para o mercado há que dar prioridade aos ensaios de laboratório relacionados com as propriedades mecânicas (determinadas através de ensaios mecanicistas) e ambientais, bem como aos ensaios de campo. A monitorização para observar o desempenho do novo material no campo deve permitir aferir o mesmo tipo de propriedades que as determinadas em laboratório (Gomes Correia et al., 2009a).

É por estas razões que, no sentido de avaliar a viabilidade técnica de utilização dos agregados processados das escórias negras de aciaria, produzidos pela SN, na construção de infraestruturas viárias e obras geotécnicas, durante o Projecto de I&D em curso, e durante este trabalho, para além de se dar prioridade aos ensaios de laboratório relacionados com as propriedades ambientais, as quais são relevantes para os materiais não naturais, se dá também prioridade às propriedades de engenharia relacionadas, sobretudo, com as propriedades mecanicistas, bem como aos ensaios de campo, envolvendo monitorização, seguindo assim as recomendações mais relevantes dos projectos da Comunidade Europeia (COURAGE, 1999, ALT-MAT, 1999 e SAMARIS, 2005).

Uma vez que os métodos de dimensionamento correntes são muito simplistas, não sendo possível ainda hoje utilizar todas as potencialidades do desempenho dos materiais granulares, quando utilizados nos pavimentos e nas vias-férreas, há uma forte necessidade de melhorar esta situação com repercussões ambientais e económicas na concepção, dimensionamento, construção e exploração deste tipo de estruturas. Para isso, é necessário desenvolver e introduzir no dimensionamento parâmetros mais realistas resultantes de ensaios mecânicos apropriados que traduzam o desempenho do comportamento, quer às deformações reversíveis, quer às deformações permanentes. De facto, uma vez que estes materiais quando utilizados nestas aplicações são sujeitos a acções de carregamentos cíclicos, estes são os dois tipos de comportamento mais significativos na resposta da estrutura.

Relativamente ao comportamento reversível deste tipo de materiais sabe-se, que para além do nível de deformação, do estado de tensão, da história do pré-carregamento, entre outros, um parâmetro que influencia o módulo de deformabilidade é o índice de vazios. No caso dos materiais granulares, este parâmetro na avaliação da deformabilidade elástica é considerado muito importante por diversos autores (Iwasaki e Tatsuoka, 1977 e Gomes Correia et al., 2001). Contudo, as propostas existentes para a influência do índice de vazios nas características de deformabilidade são na maioria baseadas em estudos sobre areias, sabendo-se muito pouco sobre esta influência no caso de materiais com fracções mais grossas e, sobretudo, quando bem compactados e de granulometria bem graduada. Outro parâmetro

também muito pouco estudado é a influência da granulometria no comportamento reversível destes materiais.

No sentido de se responder a todas estas questões, nesta tese estuda-se o comportamento mecânico e ambiental dos materiais granulares, nomeadamente dos agregados processados das escórias negras nacionais produzidas nos fornos eléctricos de arco da SN da Maia e do Seixal, de um *Saibro Granítico* e de um Agregado Britado de Granulometria Extensa, de origem granítica (*Agregado Granítico*). Os trabalhos descritos e desenvolvidos durante esta tese, que vão muito além dos desenvolvidos no âmbito do Projecto I&D, pretendem promover a valorização de materiais alternativos, muito particularmente os agregados processados das escórias negras produzidas nos fornos eléctricos de arco da SN, como material de construção de infraestruturas de transporte e obras geotécnicas.

Paralelamente a este estudo de valorização dos agregados processados das escórias negras de aciaria nacionais, é ainda efectuado um outro estudo, de natureza científica mais fundamental, relativo à influência do índice de vazios e da composição granulométrica, nas características de deformabilidade dos materiais granulares no domínio das pequenas deformações.

## **1.2. OBJECTIVOS DA TESE**

O principal objectivo deste trabalho é o de estudar o comportamento mecânico e ambiental dos materiais granulares, nomeadamente um *Agregado Granítico* e um *Saibro Granítico* e, em particular, os agregados processados das escórias negras produzidas nos fornos eléctricos de arco da SN da Maia e da SN do Seixal, para promover a sua valorização como material de construção de infraestruturas de transporte e obras geotécnicas.

Relativamente ao comportamento mecânico dos materiais enumerados, para além dos parâmetros de resistência, pretende-se estudar em laboratório, muito particularmente, o comportamento reversível e o comportamento às deformações permanentes, uma vez que quando os materiais são utilizados nas camadas granulares de pavimentos são sujeitos a cargas cíclicas e estes são os principais tipos de comportamento exibidos pelos materiais.

Quanto ao estudo da resistência, pretende-se não só avaliar os parâmetros de resistência dos materiais em estudo, como também verificar se o procedimento de ensaio multi-estágios (aplicação de vários carregamentos sobre o mesmo provete) nos agregados processados das escórias negras, conduz a valores de ângulos de atrito interno de pico idênticos aos obtidos do procedimento tradicional (aplicação de um único estágio de tensão), tal como acontece nos materiais naturais (Folque e Pinto, 1970).

Quanto ao estudo do comportamento reversível pretende-se, para além de estabelecer a lei constitutiva do comportamento dos materiais em estudo, avaliar e classificar o desempenho dos agregados processados das escórias negras produzidas na SN quando determinado através de ensaios mecanicistas (muito particularmente o ensaio triaxial cíclico de longa duração), e compará-lo com o comportamento observado nos materiais naturais. Além

disso, pretende-se estudar o índice de vazios e a influência da granulometria nas características de deformabilidade dos materiais granulares. Com o estudo da influência do índice de vazios nos materiais granulares, também se pretende obter a função de índice de vazios mais adequada aos materiais com fracções mais grossas (diâmetro superior ao das areias).

Do estudo do comportamento às deformações permanentes pretende-se avaliar e classificar o desempenho dos agregados obtidos das escórias negras de aciaria, determinado através de ensaios mecanicistas (ensaio triaxial cíclico de longa duração), e ainda comparar o seu desempenho com o observado em materiais naturais. Além disso, pretende-se também verificar se, no caso do agregado processado das escórias negras produzidas pela SN, o procedimento de ensaio multi-estágios, preconizado na norma europeia EN 13286-7 (2004), conduz a valores idênticos aos obtidos quando se aplica um único estágio da tensão, tal como acontece nos materiais naturais.

Para alcançar estes objectivos é necessário realizar ensaios que simulem tão próximo quanto possível as condições de carregamento cíclico existentes nos pavimentos. Os ensaios comumente utilizados na caracterização dos materiais granulares são os triaxiais cíclicos porque permitem estudar, tanto o comportamento reversível, como o comportamento às deformações permanentes. Além disso, o material pode ser ensaiado em condições representativas das existentes *in situ* (teor em água e índice de vazios), em condições drenadas, podendo ainda ser simuladas diferentes condições de carregamento, como por exemplo, carregamento monotónico ou cíclico, com a tensão de confinamento constante ou variável. Estes ensaios devem ser objecto de instrumentação interna dos provetes de ensaio na câmara triaxial em virtude dos níveis de deformação envolvidos para as solicitações representativas das condições *in situ* (pequenas a médias deformações).

Assim, um outro objectivo no decorrer deste trabalho é o de implementar uma câmara triaxial com 150mm de diâmetro, na Secção de Geotecnia do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Esta câmara é instrumentada internamente com transdutores de deslocamento internos tipo LDT (Local Deformation Transducer – Goto et al., 1991) e célula de carga interna. Pretende-se ainda implementar um sistema de aplicação de carregamentos cíclicos, de modo a ser possível o estudo do comportamento reversível e do comportamento às deformações permanentes, para um número elevado de cargas cíclicas.

Relativamente ao comportamento ambiental dos agregados processados das escórias negras, pretende-se avaliar em laboratório a sua perigosidade, ou seja, verificar se os resíduos em estudo representam um risco para a saúde pública e para o meio ambiente.

Um outro objectivo do trabalho é o de calibrar os resultados laboratoriais e avaliar o desempenho mecânico e ambiental dos agregados processados das escórias negras produzidas na SN quando colocados em obra, ao nível das camadas de aterro, de leito de pavimento e de base. Neste sentido, construiu-se um trecho experimental em aterro num itinerário em serviço, com diferentes secções, tendo-se utilizado os materiais naturais em

estudo e os agregados processados das escórias negras. Para comprovar e avaliar o desempenho mecânico dos materiais procede-se à medição das deformações e dos deslocamentos a diferentes níveis das secções. A avaliação do desempenho ambiental realiza-se com recurso à instalação de lisímetros.

Finalmente, pretende-se comparar o desempenho mecânico dos agregados processados das escórias negras produzidas na SN, avaliado a partir da monitorização da obra, com os desempenhos previstos quando se utilizam as normas que classificam os materiais através de ensaios empíricos correntes (Los Angeles e micro-Deval) e através de ensaios mecanicistas (triaxiais cíclicos de longa duração).

### **1.3. METODOLOGIA DE ESTUDO PARA ATINGIR OS OBJECTIVOS**

Como já referido, o principal objectivo desta tese é o de estudar o comportamento mecânico e ambiental dos materiais granulares em geral e, em particular, o dos agregados processados das escórias negras produzidas nos fornos eléctricos de arco da SN da Maia e da SN do Seixal, para promover a sua valorização como material de construção de infraestruturas de transporte. Paralelamente, efectua-se ainda outro estudo, de natureza científica mais fundamental, relativo à influência do índice de vazios e da composição granulométrica nas características de deformabilidade dos materiais granulares, no domínio das pequenas deformações.

A metodologia de estudo que se realiza para conseguir estes objectivos envolve um vasto programa experimental de laboratório e de campo, sobre os agregados obtidos das escórias negras produzidas nos fornos eléctricos de arco da SN da Maia e da SN do Seixal e os dois materiais naturais (um *Agregado Granítico* e um *Saibro Granítico*).

#### **1.3.1. Programa experimental de laboratório aplicado à valorização dos agregados**

Uma vez que aos resíduos é exigida, para além da sua caracterização mecânica, a sua caracterização ambiental, esta com o objectivo de evidenciar o potencial poluente do material para o meio ambiente, o programa experimental a realizar em laboratório, com o intuito de valorizar os agregados processados das escórias produzidas na SN, envolve ensaios de caracterização mecânica e ambiental. O programa experimental envolve ainda a caracterização ambiental e mecânica de dois materiais naturais, com o propósito de se compararem as suas propriedades laboratoriais com as dos agregados processados das escórias produzidas na SN.

##### *i) Caracterização mineralógica, química e ambiental*

A caracterização química, mineralógica e ambiental em laboratório dos agregados processados das escórias produzidas na SN realiza-se através de vários ensaios, nomeadamente: espectrometria de fluorescência de raios X, para determinar a sua composição química; difracção de raios X, complementada por observação em microscopia electrónica de

varrimento, para determinar a composição mineralógica; perda ao rubro, para determinar a estabilidade com a temperatura; ensaios de sulfato de magnésio e ensaio de lixiviação. Os valores obtidos do ensaio de lixiviação, são comparados com os valores limites de lixiviação para resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes (uma vez que as entidades reguladoras do sector só permitem a utilização em obra destes resíduos) previstos pela legislação portuguesa, que à data da realização do trabalho é o Decreto-Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio.

A caracterização ambiental em laboratório do material natural (*Saibro Granítico*) realiza-se através do ensaio de lixiviação utilizado na caracterização dos agregados processados das escórias da SN, cujo objectivo é o de permitir a comparação da sua composição com a dos lixiviados obtidos nos agregados processados das escórias.

#### *ii) Caracterização mecânica*

A caracterização mecânica em laboratório envolve o estudo das propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes e das propriedades mecânicas, designadamente resistência e deformabilidade, muito particularmente a compressibilidade, o comportamento reversível e o comportamento às deformações permanentes. Note-se que a caracterização mecânica envolve a realização de ensaios mecanicistas e correntes com o intuito de se confrontarem os desempenhos dos materiais obtidos através destes ensaios com os observados em obra.

O estudo das propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes tem como objectivo, para além da caracterização dos materiais, compararem-se os valores obtidos nos agregados processados das escórias com os valores estabelecidos no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para os materiais naturais a aplicar nas camadas de base, de sub-base, de leito de pavimento e em aterro.

Para o estudo relativo à resistência dos agregados processados das escórias produzidas na SN da Maia realizam-se ensaios triaxiais convencionais, utilizando contudo câmaras triaxiais com dimensões pouco vulgares (150mm e 300mm de diâmetro). A realização dos ensaios triaxiais com diferentes dimensões das câmaras tem por objectivo verificar se a composição granulométrica influencia as características de resistência dos agregados processados das escórias. O estudo relativo à resistência dos materiais naturais faz-se igualmente através de ensaio triaxiais convencionais com dimensão da câmara triaxial de 150mm, no caso do *Agregado Granítico* e de 100mm no caso do *Saibro Granítico*. Estes ensaios realizam-se com dois procedimentos de ensaio distintos, multi-estágios (aplicação de diferentes níveis de tensão sobre o mesmo provete) e procedimento tradicional (aplicação de um único estágio de tensão), com o objectivo de se avaliar se as características de resistência, no que se referem ao seu valor de ângulo de atrito interno de pico, são semelhantes.

A avaliação da compressibilidade, só se efectua no agregado processado na SN da Maia, recorrendo ao ensaio de compressão unidimensional em câmara uniaxial de muito grande dimensão, 500mm de diâmetro.

A avaliação da deformabilidade no que respeita ao estudo do comportamento reversível e do comportamento às deformações permanentes, comportamentos mais relevantes quando se pretendem aplicar os materiais nas infraestruturas de transporte, realiza-se através de ensaios triaxiais cíclicos com câmara triaxial de 150mm e com aplicação da tensão de confinamento constante. Estes ensaios são implementados durante este trabalho e recorrem a câmaras triaxiais instrumentadas internamente para a medição directa da força aplicada e dos deslocamentos sofridos pelos provetes.

O estudo do comportamento reversível dos materiais em estudo realiza-se no domínio linear (pequenas deformações) e não linear. Para o estudo do comportamento reversível e linear recorre-se a ensaios triaxiais cíclicos de curta duração, os quais envolvem uma pequena amplitude e um pequeno número de ciclos. Estes ensaios possibilitam a avaliação, nos diferentes materiais em estudo, da influência da tensão aplicada no módulo de deformabilidade, no domínio das pequenas deformações. O estudo do comportamento reversível não linear efectua-se através de ensaios triaxiais de longa duração com aplicação de um procedimento de ensaio normalizado (EN 13286-7, 2004). Estes ensaios, triaxiais cíclicos de longa duração para avaliar o comportamento reversível dos materiais granulares, incluem duas fases: um acondicionamento cíclico, o qual consiste na aplicação de 20 000 ciclos com um elevado nível de tensão e uma segunda fase onde há a aplicação de uma série de carregamentos (100 ciclos cada), segundo diferentes trajectórias de tensão. Os resultados deste ensaio, efectuado só sobre o agregado processado da escória produzida na SN da Maia têm como principal objectivo o de estabelecer a relação entre a tensão e o módulo de deformabilidade reversível.

O estudo do comportamento às deformações permanentes do agregado processado das escórias produzidas na SN da Maia, realiza-se também através de ensaios triaxiais cíclicos de longa duração, nos quais se aplicam dois procedimentos de ensaio normalizado distintos denominados de, multi-estágios e estágios simples. O procedimento de ensaio multi-estágio consta na aplicação, em cada ensaio, de sucessivas e várias sequências de cargas cíclicas com a mesma razão  $\Delta q/\Delta p$ , mas com aumento da amplitude da tensão de desvio ( $\Delta q$ ). Pelo contrário, o procedimento de ensaio estágio simples consta na aplicação de uma única sequência de carga. Os principais objectivos da realização destes dois procedimentos de ensaio (multi-estágios e estágios simples) são o de estudar o comportamento às deformações permanentes e o de verificar se os dois procedimentos de ensaio conduzem a valores de deformação semelhantes. Além disto, com os resultados dos ensaios pretende-se ainda classificar o comportamento do material face às deformações permanentes segundo a norma europeia EN 13286-7 (2004).

### **1.3.2. Programa experimental de laboratório para o estudo da influência do índice de vazios e da composição granulométrica no módulo de deformabilidade dos materiais granulares (domínio das pequenas deformações)**

Verifica-se haver uma lacuna relativa à influência do índice de vazios nas características de deformabilidade dos materiais granulares, no caso de materiais com fracções grossas, pelo que como já referido, paralelamente ao estudo sobre a valorização dos agregados processados das escórias de aciaria nacionais, efectua-se um outro, relativo à influência do índice de vazios nas características de deformabilidade dos materiais granulares, no domínio das pequenas deformações. No intuito de preencher essa lacuna, realizam-se sobre o material base proveniente da SN do Seixal, vários ensaios triaxiais cíclicos de precisão de curta duração sobre provetes com 150mm de diâmetro, com diferentes índice de vazios e diferentes composições granulométricas.

O estudo da influência da composição granulométrica nas características de deformabilidade, no domínio das pequenas deformações, realiza-se igualmente sobre o material base proveniente da SN do Seixal através dos ensaios triaxiais cíclicos de precisão de curta duração, sobre provetes com diferentes composições granulométricas e índice de vazios semelhantes.

### **1.3.3. Programa experimental de campo**

No sentido de calibrar e validar os resultados laboratoriais (mecânicos e ambientais), bem como avaliar o desempenho dos agregados processados das escórias negras quando colocadas em obra ao nível das camadas de aterro, de leito de pavimento e de base e a compará-lo com o dos materiais naturais, constrói-se e instrumenta-se um trecho experimental num itinerário em serviço. O trecho experimental é composto por três secções distintas: (1) uma secção, onde são aplicados os materiais tradicionais de construção rodoviária; (2) uma secção mista, onde é aplicado o agregado obtido das escória na camada de base e o material tradicional nas restantes camadas; e (3) uma última secção construída inteiramente com o agregado obtido da escória. A instrumentação a utilizar no trecho experimental permite a aferição do mesmo tipo de propriedades estudadas em laboratório, seguindo assim as recomendações mais relevantes dos projectos da Comunidade Europeia (COURAGE, 1999, ALT-MAT, 1999 e SAMARIS 2005).

O programa experimental de campo envolve a realização de um vasto programa de ensaios durante o processo construtivo para se calibrar e validar os resultados mecânicos e ambientais dos materiais obtidos em laboratório, e a realização de campanhas de observação, também mecânicas e ambientais, para se avaliar e comparar os desempenhos dos agregados processados das escórias com os dos materiais naturais em estudo (*Agregado Granítico* e *Saibro Granítico*), a longo prazo. Durante o processo de construção do trecho experimental e uma vez que são utilizados materiais alternativos, efectua-se ainda um estudo relativo ao

número óptimo de passagens do cilindro e da espessura das camadas, para um valor fixo de teor em água e um determinado equipamento de compactação.

i) *Comportamento mecânico observado durante a fase de construção*

Durante o processo construtivo, o desempenho mecânico dos materiais é avaliado através do controlo de compactação por comparação com os parâmetros de estado (teor em água e massa volúmica) e da deformabilidade dos materiais.

Os parâmetros de estado dos agregados processados das escórias avaliam-se através de ensaios de membrana (equipamento desenvolvido para o estudo dos balastros) e de gamadensímetro. Os parâmetros de estado dos materiais naturais determinam-se através de ensaios de garrafa de areia e também do gamadensímetro.

O controlo da deformabilidade dos materiais quando colocados nas camadas de aterro e leito de pavimento efectua-se através da realização de ensaios de controlo pontual, designadamente: carga estática em placa (*ECP*), vulgarmente utilizado no controlo de deformabilidade das construções viárias; deflectómetro de impacto ligeiro (*DIP*), *Geogauge* e carga com pneu (os três últimos ensaios mais expeditos do que o primeiro). A avaliação da deformabilidade é também efectuada através da realização de ensaios de controlo em contínuo: o *Portancemètre*. Para além destes ensaios, na camada de base efectua-se ainda ensaios com deflectómetro de impacto pesado (*FWD*).

O desempenho mecânico da estrutura, isto é, para além das camadas de aterro, de leito do pavimento e de base, também as camadas betuminosas (regularização e desgaste), avalia-se através de ensaios *FWD* e de carga com pneu.

ii) *Comportamento mecânico e ambiental observado após a fase de construção*

O desempenho mecânico dos materiais após a fase de construção do trecho experimental, avalia-se em termos da resposta global da estrutura (camadas de aterro, de leito do pavimento, de base e betuminosas) e ao nível das camadas.

O estudo do desempenho mecânico dos materiais em termos globais realiza-se através de campanhas de nivelamento topográfico de precisão, para avaliar a evolução dos deslocamentos observados a longo prazo ao nível do aterro, e de ensaios *FWD* para avaliar o comportamento mecânico da estrutura (camadas de aterro, de leito do pavimento, de base, de regularização e de desgaste) em termos de capacidade de carga.

A avaliação do desempenho mecânico dos materiais ao nível das camadas realiza-se através de campanhas de observação nas quais se medem: com varões extensométricos, os deslocamentos ao nível da fundação e do corpo do aterro; com extensómetros verticais, as deformações de compressão verticais ao nível do topo da última camada de aterro e topo da camada de leito do pavimento e com extensómetros horizontais as deformações de tracção ao nível da base da camada de regularização, para diferentes cargas do ensaio *FWD*.



A avaliação do desempenho ambiental dos materiais do aterro efectua-se com recurso a dois lisímetros, um colocado na secção do trecho experimental construída em agregado processado da escória e outro localizado na secção construída em material tradicional (*Saibro Granítico*). Anote-se que este meio de monitorização é pouco corrente e realiza-se pela primeira vez em Portugal neste tipo de obras. A avaliação da perigosidade dos agregados processados das escórias produzidas na SN para o meio ambiente e para a saúde pública a longo prazo efectua-se através de campanhas de recolha de amostras nos lisímetros e da sua posterior análise química. Os parâmetros determinados nas amostras são os previstos no Decreto-Lei nº 152/2002, tal como efectuado em laboratório. Os valores dos parâmetros doseados nos lixiviados recolhidos nos lisímetros construído na secção em agregado processado são comparados, por um lado, com os valores limites previstos para os resíduos a aplicar em aterros de resíduos inertes e, por outro, com os valores determinados nos lixiviados recolhidos no lisímetro colocado na secção construída em material tradicional.

#### **1.4. ESTRUTURA DA TESE**

A tese é constituída por 9 capítulos e em termos gerais é dividida em duas partes. Da primeira fazem parte os Capítulos 1 a 3, nos quais se faz uma abordagem teórica, da segunda fazem parte os Capítulos 4 a 9, onde se apresentam e analisam os resultados dos ensaios obtidos em laboratório e no campo.

O Capítulo 1, designado "*Introdução*", é apenas introdutório. Primeiramente faz-se uma breve justificação do tema e o enquadramento deste trabalho. A descrição dos principais objectivos do trabalho e a metodologia de estudo seguida para os conseguir são também realizados neste capítulo. Finalmente, apresenta-se o conteúdo de cada um dos capítulos que compõem esta tese.

No Capítulo 2, intitulado "*Estudo bibliográfico sobre as escórias de aciaria*", descrevem-se as escórias nacionais e a sua evolução na produção em ambas as siderurgias presentes em Portugal (uma na Maia e outra no Seixal), bem como os processos que estão envolvidos na produção dos agregados siderúrgicos. Apresenta-se ainda o estudo bibliográfico quanto às suas possíveis valorizações e aplicações, para além das propriedades que os tornam um excelente substituto aos agregados naturais quando utilizados nas infraestruturas de transporte. Finalmente, apresentam-se algumas especificações técnicas e documentos existentes para os agregados siderúrgicos obtidos das escórias para a construção a nível internacional e a situação actual existente em Portugal.

No Capítulo 3, designado "*Estudo bibliográfico sobre os factores que influenciam as deformações reversíveis e permanentes dos materiais granulares quando sujeitos a carregamentos cíclicos*", recorre-se principalmente a resultados obtidos através de ensaios triaxiais para identificar os diferentes factores que afectam os comportamentos reversível e permanente dos materiais granulares sob carregamento cíclico. Neste capítulo realiza-se ainda

uma compilação dos principais modelos empíricos existentes na bibliografia para a previsão, quer das deformações reversíveis (ou módulo reversível), quer das deformações permanentes.

No Capítulo 4, intitulado “*Descrição dos ensaios laboratoriais. Caracterização corrente dos materiais em estudo*”, apresenta-se a metodologia adoptada para a caracterização laboratorial dos materiais em estudo: agregados obtidos das escórias negras produzidas pela SN da Maia e do Seixal e dois materiais naturais, nomeadamente um *Agregado Granítico* e um *Saibro Granítico* (utilizados na construção de um trecho experimental). Neste capítulo faz-se ainda uma breve descrição dos procedimentos utilizados nos ensaios mecanicistas realizados, nomeadamente: no ensaio de compressão unidimensional, em provetes de 500mm de diâmetro; no ensaio triaxial saturado consolidado drenado, em provetes de 300mm de diâmetro; no ensaio de resistência ao corte em compressão triaxial, em provetes de 150mm de diâmetro; e no ensaio triaxial cíclico de curta e longa duração, em provetes de 150mm de diâmetro. Finalmente, apresentam-se as propriedades químicas/ambientais, mineralógicas, granulométricas, físicas e mecânicas, determinadas através de ensaios empíricos, obtidas para cada um dos materiais em estudo.

No Capítulo 5, denominado “*Trabalho experimental em laboratório. Estudo da influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade no domínio das pequenas deformações*”, apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos de ensaios triaxiais cíclicos de precisão de muito pequena amplitude e de curta duração, em provetes de 150mm de diâmetro, realizados sob provetes reconstituídos com o agregado processado da escória negra produzida na SN do Seixal, com simulação de diferentes índice de vazios e diferentes granulometrias, no estado seco.

No Capítulo 6, designado “*Trabalho experimental em laboratório. Estudo da resistência e deformabilidade dos materiais em estudo*”, apresentam-se e comparam-se os resultados obtidos para as propriedades relacionadas com a compressibilidade, a resistência e a deformabilidade dos materiais estudados, designadamente, os agregados processados das escórias negras produzidas na SN da Maia e na SN do Seixal, o *Agregado Granítico* e o *Saibro Granítico*. Estas propriedades são determinadas através de ensaios mecanicistas, nomeadamente: o ensaio de compressão unidimensional, em provetes de 500mm de diâmetro; o ensaio triaxial saturado consolidado drenado, em provetes de 300mm de diâmetro; o ensaio de resistência ao corte em compressão triaxial, em provetes de 150mm de diâmetro; o ensaio triaxial cíclico de muito pequena amplitude e de curta duração, em provetes de 150mm de diâmetro; e o ensaio triaxial cíclico de longa duração, em provetes de 150mm de diâmetro.

No Capítulo 7, designado de “*Trabalho experimental de campo*”, faz-se uma descrição do processo construtivo de um trecho experimental, dos materiais utilizados e da instrumentação efectuada. O trecho experimental é composto por três secções distintas, onde em duas delas se aplicam só os materiais tradicionais de construção rodoviária, ou só os agregados processados das escórias negras da SN e numa outra se aplica o agregado processado na camada de base e nas restantes camadas material tradicional. Neste capítulo

apresenta-se ainda uma síntese dos resultados obtidos nas diferentes camadas (aterro, leito de pavimento, base, regularização e desgaste), durante o controlo de qualidade da construção do trecho experimental. O controlo de qualidade da construção envolve a determinação dos parâmetros de estado e a deformabilidade dos materiais. Os ensaios relativos à determinação dos parâmetros de estado são o de garrafa de areia, o de membrana, o de estufa e gamadensímetro e os relativos à determinação da deformabilidade dos materiais são o de carga com pneu, o deflectómetro de impacto pesado (*FWD*), o deflectómetro de impacto ligeiro (*DIP*), o *Geogauge*, o de carga estática com placa e o *Portancemètre*. Além disso, comparam-se, por um lado, os resultados obtidos em campo com os diferentes métodos de ensaio (*DIP*, *Geogauge*, ensaio de carga em placa e *Portancemètre*) e, por outro, os resultados obtidos em campo (ensaio de carga estática em placa e *Geogauge*) e em laboratório (ensaios triaxiais). Ainda neste capítulo, apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos nas campanhas de monitorização do desempenho mecânico e ambiental. Os resultados obtidos nas campanhas de monitorização mecânica referem-se a resultados obtidos de ensaios *FWD*, da medição dos deslocamentos internos (ao nível da camada de aterro e fundação) e superficiais e ainda, da medição das deformações verticais internas ao nível dos topos das camada de aterro e leito de pavimento e deformações horizontais ao nível da base da camada de regularização. Os resultados obtidos nas campanhas de monitorização ambiental referem-se à lixiviabilidade dos materiais.

No Capítulo 8, intitulado “*Valorização dos Agregados Siderúrgicos Inertes para a Construção*”, faz-se uma análise de viabilidade de valorização dos agregados processados das escórias negras da SN como material de construção de infraestruturas de transporte, recorrendo a ensaios correntes e mecanicistas. De acordo com as propriedades índice obtidas para os agregados processados das escórias negras, procede-se à sua classificação e comparam-se estas propriedades com os valores estabelecidos para os materiais naturais nos cadernos de encargos das Estradas de Portugal para as camadas de base, de sub-base, de leito de pavimento e de aterro. O estudo de viabilidade da valorização dos agregados processados das escórias negras através de ensaios mecanicistas é feito com recurso à classificação do seu desempenho em termos de comportamento reversível e às deformações permanentes. Neste capítulo comparam-se ainda as propriedades obtidas para os agregados processados das escórias negras com as de outros materiais. Por último, confrontam-se os desempenhos esperados dos materiais através dos ensaios correntes e dos ensaios mecanicistas com os observados em obra.

No último Capítulo, 9, designado “*Conclusões e desenvolvimentos futuros*”, apresentam-se as principais conclusões do estudo desenvolvido e tecem-se algumas propostas para desenvolvimentos futuros.

## 2. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE AS ESCÓRIAS DE ACIARIA

### 2.1. INTRODUÇÃO

A produção mundial de aço bruto passou de  $30 \times 10^6$  toneladas em 1901 para  $1,33 \times 10^9$  toneladas em 2008 (Instituto Brasileiro de Siderurgia (IBS), 2008). A escória de aciaria gerada é cerca de 12% a 16% em massa da produção de aço mundial (Castelo Branco, 2004), pelo que em 2008 foram gerados em todo o mundo cerca de  $190 \times 10^6$  toneladas de escória, com potencial de valorização. Em Portugal produzem-se a médio prazo mais de  $400 \times 10^3$  toneladas por ano deste material.

A actual política comunitária de gestão de resíduos baseia-se no princípio orientador da hierarquia num sistema integrado de gestão de resíduos, que dá preferência, em primeiro lugar à sua prevenção, em segundo lugar à sua recuperação e, por último, à sua eliminação. Assim, no contexto nacional actual, também internacional, a prevenção da produção de escórias de aciaria não é praticável pelo que, a estratégia de gestão dos resíduos deve privilegiar a sua recuperação através de soluções de valorização.

Neste capítulo apresentam-se inicialmente os principais tipos de escórias de aciaria produzidos a nível mundial, dando-se um enfoque às escórias de forno de arco eléctrico, por serem estas as que se pretendem estudar neste trabalho. Apresentam-se ainda as escórias nacionais e a sua evolução na produção em ambas as aciarias existentes em Portugal (uma na Maia e outra no Seixal), bem como, os processos que estão envolvidos no seu processamento. Apresentam-se também as propriedades químicas, mineralógicas, físicas e mecânicas das escórias de aciaria processadas, bem como as questões ambientais. Além disso, apresentam-se ainda as principais possibilidades de valorização das escórias de aciaria processadas, alguns estudos realizados sobre estes materiais com vista à sua utilização em infraestruturas rodoviárias e ainda os principais problemas que podem surgir quando se utilizam ao nível das camadas dos pavimentos. Finalmente, apresenta-se alguns documentos e especificações técnicas existente para os agregados processadas das escórias de aciaria a nível internacional e a situação em Portugal.

## **2.2. PRINCIPAIS TIPOS DE ESCÓRIAS DE ACIARIA E PROCESSAMENTO EFECTUADO COM VISTA À SUA VALORIZAÇÃO COMO AGREGADO SIDERÚRGICO**

Dependendo do tipo de fornos utilizados no processo de fabricação do aço/ferro são originados diversos tipos de escórias. De todas as escórias siderúrgicas produzidas há dois tipos que são gerados em larga escala, as de alto forno e as de aciaria. As escórias de aciaria são denominadas de acordo com o processo de produção do aço utilizado e, basicamente, existem três processos caracterizados pela utilização de diferentes fornos: O Siemens-Martin (Open Heart - OH), o conversor a oxigénio (Basic Oxygen Furnace - BOF ou Linz-Donawitz – LD) e o forno de arco eléctrico (Electric Arc Furnace - EAF).

Actualmente, assiste-se a uma tendência de maior utilização dos fornos de arco eléctrico e a uma diminuição dos fornos Siemens-Martin. De facto, a produção de aço em fornos de arco eléctrico cresceu consideravelmente nos últimos anos. Na Europa, aproximadamente, 38% do aço fabricado é por este processo e nos Estados Unidos, aproximadamente, 45%. Em países como a Indonésia, Malásia, Tailândia e Vietname a produção do aço é feita na sua totalidade com recurso a estes fornos. No Japão cerca de 34% da fabricação do aço é realizada em fornos de arco eléctrico (De Lima, 1999).

As escórias de aciaria eléctricas, obtidas em fornos de arco eléctricos durante a conversão de sucata em aço, podem ser tanto oxidantes (produzida pela injeção de oxigénio no aço fundido para oxidar carbono, silício e enxofre) como redutoras. Estas últimas são geradas após o vazamento da escória oxidante através da adição de óxido de cálcio, correntemente designado por cal livre (CaO), e de fluorita (CaF<sub>2</sub>) (Machado, 2000). As escórias oxidantes são vulgarmente designadas por escórias negras e as redutoras por escórias brancas. As escórias negras são compostas principalmente por ferro, cálcio, silício e alumínio e as escórias brancas por cálcio, silício e apresentam uma baixa percentagem em ferro (De Lima, 1999). Normalmente as escórias negras são mais densas do que as brancas (Geyer, 2001).

De entre estes dois tipos de escórias (brancas ou negras) só as escórias negras são potencialmente valorizáveis em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas, pelo que nas secções que se seguem, o termo escória de aciaria passa a ser utilizado como sinónimo de escória de aciaria negra, salvo se houver indicação em contrário. As escórias brancas não são valorizáveis nestas aplicações por apresentarem teores muito elevados em cal.

Durante o processo de produção do aço é eliminado carbono, óxido de cálcio e, iões de alumínio, silício e fósforo (Ziemkiewicz, 1998). Todos estes elementos e compostos entram na composição da escória de aciaria. Assim, dentro dos elementos que formam a escória estão silicatos de cálcio (CaSiO<sub>3</sub>), óxido de silício (SiO<sub>2</sub>), ferrita cálcica (CaFe<sub>2</sub>O<sub>4</sub>), óxido de magnésio (MgO), óxido de cálcio (CaO), entre outros.

Comparando as escórias de aciaria de forno de arco eléctrico com as de conversor a oxigénio (LD) pode dizer-se que, de uma forma geral, as primeiras são mais homogéneas e possuem menor quantidade de cal livre (CaO).

A composição das escórias de aciaria depende de alguns factores, nomeadamente, o processo utilizado na fabricação do aço, o tipo de matéria-prima utilizada, a especificação do aço produzido, entre outros. Mesmo no caso das escórias de aciaria eléctrica a composição química pode variar, para um mesmo dia de produção, de 30% a 60% para o CaO, de 0% a 35% para o óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) e de 15% a 30% para o  $\text{SiO}_2$  (Machado, 2000).

Refira-se que a valorização das escórias de aciaria só é possível se forem sujeitas a um processamento. O processamento das escórias com vista à sua valorização como agregado siderúrgico (agregado processado da escória de aciaria) na indústria da construção é feito por seis etapas, nomeadamente, arrefecimento primário e secundário, eliminação das componentes metálicas, fragmentação, crivagem e neutralização da cal livre de modo a eliminar a possibilidade de expansão após a aplicação em obra. Estas etapas podem ser agrupadas em 3 fases (Roque et al., 2006). Na primeira fase dá-se o escoamento e arrefecimento da escória e o resíduo resultante designa-se por escória não processada. Na segunda fase dá-se a separação da componente metálica e o resíduo denomina-se vulgarmente como escória processada. Na terceira fase processam-se as acções necessárias à valorização da parte não metálica. Assim, há a separação por peneiração/calibração em fracções granulométricas adequadas às diversas aplicações do material na construção. Procede-se à refragmentação mecânica para se obter granulometrias mais finas. Há ainda a eliminação das aparas metálicas de menores dimensões e procede-se ao armazenamento e maturação, para neutralizar a cal livre remanescente.

### **2.3. EVOLUÇÃO DA PRODUÇÃO DE ESCÓRIAS DE ACIARIA EM PORTUGAL**

Em Portugal operam duas siderurgias, uma situa-se em Paio Pires, Seixal (SN Seixal), e a outra em S. Pedro de Fins, na Maia (SN Maia) que pertencem à Siderurgia Nacional (SN) Empresa de Produtos Longos, S.A. A Siderurgia Nacional foi privatizada em 2001 existindo duas eras distintas de produção de aço em Portugal e por conseguinte, escórias completamente diferentes.

Segundo os dados publicados pela Siderurgia Nacional em 2007, num seminário sobre a valorização de resíduos em infraestruturas de transporte, no Seixal antes da privatização (até 2001) a produção do aço era feita através de alto forno (AF) e aciaria (BOF) utilizando um conversor LD, com produção da ordem das  $450 \times 10^3$  t/ano, nos últimos anos. Existiu também um forno de arco eléctrico (EAF) com produção de cerca  $45 \times 10^3$  t/ano e, por isso, com pouca relevância. Na Maia instalou-se em 1976 um forno de arco eléctrico que atingiu produções de cerca de  $330 \times 10^3$  t/ano. Após a privatização foram instalados novos fornos eléctricos que actualmente são dos mais avançados tecnologicamente do seu tipo. No Seixal o novo forno foi instalado em 2002 e na Maia foi instalado em 2005. Com os novos fornos atingiram-se em 2007 produções de aço de cerca  $1 \times 10^6$  toneladas no Seixal e  $900 \times 10^3$  toneladas na Maia (Cavalheiro, 2007).

Assim, as escórias produzidas no Seixal entre 1961 a 2001 eram de alto forno e de

aciaria com conversor LD e em 2001 existiam acumuladas quantidades muito significativas. As escórias de alto-forno foram nos últimos anos moídas para incorporação no cimento. As escórias da antiga aciaria com conversor LD permanecem acumuladas. O forno eléctrico inicial tinha uma produção diminuta e, portanto, geraram-se quantidades de escórias pouco significativas que foram armazenadas conjuntamente com as do conversor LD.

As escórias produzidas no Seixal entre 1961 a 2001 foram produzidas na maior parte dos anos num contexto ambiental de menor exigência e como se dispunha de áreas avultadas a solução disponível mais fácil era a deposição. O processamento efectuado nas escórias era bastante incipiente. Só na década de 80 foram efectuados alguns estudos de utilização das escórias mas, o processamento das escórias então efectuado não permitiu atingir bons resultados. Efectuaram-se algumas aplicações que nalguns casos deram problemas de expansão por deficiente preparação e serem utilizadas as escórias misturadas provenientes dos diferentes processos então utilizados. Essas escórias deixaram de ser produzidas desde 2001 (Cavalheiro, 2007).

Desde 2002, foram produzidas cerca de  $600 \times 10^3$  toneladas de escórias de forno de arco eléctrico na Siderurgia do Seixal, as quais foram totalmente processadas. As escórias produzidas na Siderurgia da Maia foram sempre de forno de arco eléctrico e o processamento foi sempre evoluindo de acordo com o conhecimento adquirido e enquadramento ambiental e, relativo aos materiais de construção. De 1976 até 2007 produziram-se e processaram-se cerca de  $2 \times 10^6$  toneladas de escórias.

Em 2005, as duas siderurgias produziram em conjunto cerca de  $1,5 \times 10^6$  toneladas de aço, a que correspondem, aproximadamente,  $270 \times 10^3$  toneladas de escórias. Refira-se que em termos médios, nas siderurgias, por cada tonelada de aço líquido são geradas 110 a 150kg de escórias negras e 20 a 30kg de escórias brancas. Removida a componente metálica para a reciclagem ficaram  $250 \times 10^3$  toneladas de componentes não metálicos que foram processados. Ainda de acordo com os dados transmitidos pelas siderurgias, prevê-se que a médio prazo se produzam anualmente cerca de  $400 \times 10^3$  toneladas de escórias de forno de arco eléctrico.

Ao longo dos anos, o que mudou nas escórias produzidas pela SN foi o processo de produção que passou de alto forno/conversor para forno de arco eléctrico. Houve a percepção ambiental e o novo enquadramento quanto às obrigações estabelecidas de prioridade para a valorização de resíduos. Além disso, houve a melhoria dos processos que sendo mais automatizados conduzem a escórias mais uniformes e melhoria das matérias-primas e do seu controlo (Cavalheiro, 2007).

#### **2.4. PROCESSOS ENVOLVIDOS NA PRODUÇÃO DE ESCÓRIAS DE ACIARIA EM PORTUGAL**

Em Portugal, a Siderurgia Nacional (SN) está equipada com forno de arco eléctrico, pelo que as escórias de aciaria produzidas, como referido anteriormente, designam-se de forno de arco eléctrico. Nas aciarias de forno de arco eléctrico, como é o caso da Siderurgia Nacional da Maia e do Seixal, o processo de produção do aço compreende duas fases: a fase da fusão e a

fase da afinação. A principal matéria-prima utilizada na fase de fusão pelos fornos de arco eléctricos das duas siderurgias é a sucata ferrosa. Adicionam-se igualmente nesta fase os componentes, principalmente a cal, que irão dar lugar à formação da escória negra. Na fase da afinação ocorrem três etapas, a primeira corresponde ao período de oxidação, a segunda ao da redução e a última ao do ajuste final da composição.

No período de oxidação, injecta-se oxigénio para eliminar os elementos indesejáveis do banho, como sejam o silício, o manganês, o fósforo, entre outros. Dá-se, também, a formação de óxidos que passam à escória, queima-se o carbono que é eliminado sob a forma gasosa e produz-se a fervura do banho. No final da fase de oxidação, a escória que flutua sobre o aço líquido é retirada cuidadosamente. Seguem-se as operações no âmbito do período da redução.

O período de redução têm por finalidade obter um metal de baixo conteúdo em oxigénio e eliminar a maior parte do enxofre. Para o efeito, é adicionada cal, que actua como dessulfurante, espato, que baixa o ponto de fusão da escória, e alguns elementos desoxidantes para fixar o oxigénio. Produz-se então a escória branca que é dessulfurante e desoxidante.

No período de afino final da composição, como o próprio nome indica, são ajustadas as componentes do banho, adicionando ferroligas em pequenas quantidades para lhe melhorar as propriedades. Após a adição espera-se que se dissolvam e se uniformize a composição do banho.

Como anteriormente referido, de entre os dois tipos de escórias produzidas pelas duas empresas siderúrgicas, só as escórias negras são potencialmente valorizáveis em infraestruturas viárias e obras geotécnicas. As escórias brancas, por apresentarem teores muito elevados em cal, não são valorizáveis nestas aplicações. Contudo, as siderurgias existentes em Portugal desenvolveram estudos que possibilitaram a reintegração dessas escórias brancas, nos respectivos processos, aproveitando o conteúdo remanescente de cal, pelo que em Portugal deixou de existir a produção desse resíduo.

As escórias produzidas pela Siderurgia Nacional, em termos de processo, desempenham diversas funções tais como: eliminam as substâncias inorgânicas não incorporáveis no aço; minoram a deterioração do refractário na zona de contacto com o exterior; reduzem o consumo de energia formando uma camada isolante superior ao aço; querem-se porosas para deixar escoar os gases que se formam no processo; resultam não só dos materiais inorgânicos que vêm nas sucatas, mas também de outros que se juntam para obter escórias com as características pretendidas. Assim, as escórias produzidas pela Siderurgia Nacional são um elemento necessário ao processo de formação do aço, que se gere para ter determinadas características, pelo que não se podem comparar as escórias produzidas na Siderurgia Nacional, com outras de processos com composição aleatória (Cavalheiro, 2007).

## **2.5. PROCESSAMENTO REALIZADO NAS ESCÓRIAS DE ACIARIA NACIONAIS**

As escórias de aciaria negras nacionais, separadas do aço líquido no final da etapa de oxidação, são vazadas em fosso (Figura 2.1.a), para serem processadas e valorizadas como



agregado siderúrgico na indústria da construção. O processamento destas escórias é feito por seis etapas, que são elas: arrefecimento primário, arrefecimento secundário, eliminação das componentes metálicas, fragmentação, crivagem e neutralização da cal livre de modo a eliminar a possibilidade de expansão após a aplicação em obra.

As diferentes etapas do processamento efectuado sobre as escórias de aciaria nacionais podem ser agrupadas em três fases (Roque et al., 2006). Uma primeira fase onde se dá o escoamento e arrefecimento da escória, uma segunda fase onde se dá a separação da componente metálica e por último, uma terceira fase onde se processam as acções necessárias à valorização da parte não metálica.

Na primeira fase dá-se a transferência da escória depositada no fosso para uma zona impermeabilizada, onde se procede ao seu arrefecimento com água (Figura 2.1.b) e, em seguida, ao seu transporte em camião para a zona de armazenamento/tratamento. Nas zonas de arrefecimento primário das escórias de aciaria, que são impermeabilizadas, existe uma bacia de retenção também impermeabilizada, para reter as partículas de granulometria mais fina que a água possa arrastar. Na zona de armazenamento/tratamento completa-se o arrefecimento da escória, podendo utilizar-se água para acelerar o arrefecimento (Figura 2.1.c) ou aguardar o tempo necessário para se fazer o arrefecimento ao ar.

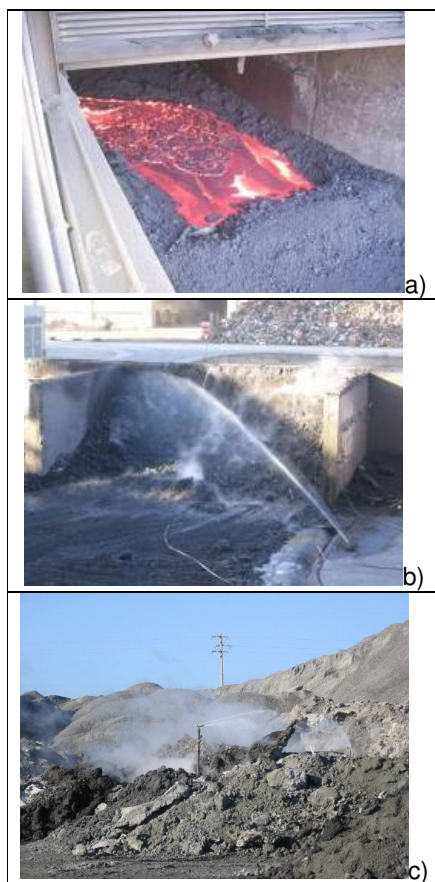


Figura 2.1: Processamento da escória de aciaria nacional: a) em fosso; b) na zona impermeabilizada; c) na zona de armazenamento/tratamento. (Roque et al., 2006)

Refira-se que no processo de tratamento das escórias de aciaria nacionais não se utiliza qualquer combustível ou produtos que sejam geradores de emissões gasosas, existe apenas a evaporação da água de arrefecimento e algumas poeiras, localmente. A água utilizada destina-se apenas a arrefecer a escória e a humedecer a parte não metálica a processar, pelo que não é necessário purgar ou efectuar qualquer escoamento de água a encaminhar para o meio hídrico, por necessidades do processo. O resíduo resultante designa-se por escória não processada. Na Lista Europeia de Resíduos (Portaria n.º 209/2004) este resíduo está catalogado no capítulo 10 com o código 10 02 02.

Na segunda fase (separação da componente metálica) procede-se primeiramente à fragmentação (Figura 2.2.a), com extracção simultânea de grande parte dos componentes metálicos. Trata-se da remoção das partes metálicas de maiores dimensões, geralmente sobre a forma de placas separadas, apenas com recurso a meios de manipulação física. Alimenta-se a tremonha, com a escória que resulta do ponto anterior, e procede-se à separação das partes metálica e não metálica com tambores magnéticos. Obtém-se, assim, a parte metálica restante que se destina à sua reutilização na produção do aço (Figura 2.2.b). Na escória de aciaria que resta apenas passa a haver aparas menores e em pequena quantidade. Na Lista Europeia de Resíduos, este resíduo está catalogado no capítulo 10 com o código 10 02 01 (resíduos do processamento de escórias).



Figura 2.2: Processamento da escória de aciaria nacional: a) fragmentação; b) parte metálica restante após a separação das partes metálica e não metálica (Roque et al., 2006)

Na última fase estão presentes as acções necessárias à valorização das escórias de aciaria. Assim, há a separação por peneiração/calibração em fracções granulométricas (Figura 2.3.a) adequadas às diversas aplicações do material na construção. Procede-se à refragmentação mecânica, com eventual moagem, para produzir maior percentagem de finos, e assim obter granulometrias mais finas. Há ainda a eliminação das aparas metálicas de menores dimensões que não tenham sido eliminadas nas fases anteriores, através de passagem com prato magnético e/ou re-processamento, passando novamente o material no rolo magnético. Finalmente, procede-se ao armazenamento e maturação por hidratação ao ar livre, no tempo necessário à neutralização da cal livre remanescente (Figura 2.3.b).



Figura 2.3: Processamento da escória negra nacional: a) Peneiração em fracções granulométricas; b) Armazenamento e maturação por hidratação ao ar livre (Roque et al., 2006)

Como se pode verificar, o processamento das escórias de aciaria nacionais não gera quaisquer resíduos, sendo, pelo contrário, um processo que pretende potenciar a valorização de resíduos.

## 2.6. PRINCIPAIS VALORIZAÇÕES DAS ESCÓRIAS DE ACIARIA

De acordo com o Euroslag, 76% das escórias de aciaria são valorizadas em diferentes aplicações. Entre as diversas aplicações destaca-se a utilização como agregado siderúrgico para a pavimentação, tanto em misturas asfáltica como nas camadas estruturais dos pavimentos (base e sub-base), estabilização de solos, fertilizantes e na produção de cimento. De todas estas possíveis aplicações a principal é na construção rodoviária. De acordo com os dados publicados num projecto I&D recente (SAMARIS, 2005) cerca de 39% das escórias de aciaria processadas são utilizadas na construção rodoviária.

Nos pavimentos, as escórias de aciaria processadas são particularmente eficientes quando utilizadas na camada de base, onde a sua elevada resistência e durabilidade lhe conferem vantagens sobre muitos agregados naturais. Podem, no entanto, também ser utilizadas nas outras camadas dos pavimentos (sub-base, leito de pavimento e aterro).

Outra forma de reciclagem da escória de aciaria é como agregado para balastro ferroviário.

As escórias de aciaria processadas que apresentem valores de expansibilidade superiores aos permitidos nas regulamentações para aplicação em camadas estruturais dos pavimentos podem ser utilizadas na construção de parques de estacionamento não pavimentados e em bermas.

Outra possível valorização destes materiais é na produção de cimento, embora em menores quantidades do que as escórias de alto-forno. Na década de 70 mais de 30% do cimento produzido em países como a Polónia, Holanda, Roménia, França e ex-União Soviética (URSS) continha escória de aciaria processada, em teores que variavam entre 5% e 95% (Geyer, 2001).

As escórias de aciaria processadas também podem ser utilizadas na estabilização de solos, visando ganho de resistência, uma vez que possuem uma elevada rugosidade superficial, elevada angulosidade e elevada resistência ao desgaste (López et al. 1989).

Por apresentarem CaO e P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>, as escórias de aciaria também podem ser utilizadas no tratamento/melhoramento de solos para a agricultura, nomeadamente na modificação do pH dos solos e como super fosfatos. Além disso, adicionam também outros elementos aos solos que incluem o ferro, manganês, magnésio, zinco entre outros. De acordo com os dados publicados no projecto de I&D SAMARIS cerca de 4% das escórias processadas são aplicadas na Europa para este fim.

Nas próprias siderurgias, parte das escórias produzidas são utilizadas para minorarem a deterioração do refractário na zona de contacto com o exterior e reduzirem o consumo de energia (Von Krüger, 1995, Cavalheiro, 2007). Cerca de 24% das escórias produzidas são utilizadas nesta aplicação (SAMARIS, 2005).

De acordo com o projecto de I&D referido, cerca de 4% das escórias de aciaria processadas são utilizadas na engenharia hidráulica para combater a erosão das áreas costeiras.

## **2.7. PROPRIEDADES DAS ESCÓRIAS DE ACIARIA PROCESSADAS**

De uma forma geral pode dizer-se que as escórias de aciaria processadas são um material duro, denso, limpo e resistente à abrasão. A elevada massa volúmica e resistência destes materiais deve-se sobretudo às quantidades significativas de ferro presentes nas escórias.

A composição química e mineralógica das escórias de aciaria processadas depende de vários factores tais como, o processo utilizado na fabricação do aço e o processamento da escória. No entanto, da pesquisa bibliográfica efectuada verifica-se que quanto às propriedades químicas, estes materiais são maioritariamente constituídos por silicatos de cálcio, óxido de ferro, óxido de magnésio, óxido de manganês e alumina, que na sua totalidade formam cerca de 95% da sua composição química. Aparecem ainda outras espécies químicas mas em muito menor quantidade. Relativamente à composição mineralógica, da pesquisa bibliográfica efectuada, verifica-se que as fases mineralógicas presentes são a wustite, hematite, kirschsteinite, akermanite, silicato de cálcio, ghelenite, entre outras (SAMARIS, 2005).

Quanto às propriedades físicas e mecânicas verifica-se que estes materiais apresentam normalmente valores de absorção de água baixos, entre 1 a 2 % para material grosso e da ordem dos 4% para o material fino, apresentam densidade das partículas elevada (3,2 – 3,9) quando comparadas com os materiais naturais. Esta propriedade é muito importante quando se utilizam as escórias de aciaria processadas ao nível das camadas dos pavimentos e se avaliam os custos de transporte e de espalhamento por cada tonelada de material. As escórias de aciaria processadas apresentam também características de durabilidade aceitáveis. São ainda materiais com um elevado ângulo de atrito interno (40° a 45°) o que contribui para uma elevada estabilidade. Possuem um índice de suporte californiano (CBR)

elevado, normalmente acima dos 300%, possuem elevada resistência à fragmentação (os valores de Los Angeles normalmente situam-se entre os 15 e 45%) e tendem a todas as granulometrias, uma vez que podem ser facilmente processadas para satisfazerem a granulometria pretendida. Além disso, apresentam hidráulica (cimentação, processo pelo qual o material endurece devido à reacção da água com o CaO e SiO<sub>2</sub> presente nas escórias de aciaria), propriedade muito importante uma vez que há um melhoramento das características mecânicas no tempo (Silva, 1994, Lima et al., 2000).

Note-se que as características físicas das escórias de aciaria processadas, tais como, massa volúmica, porosidade e tamanho das partículas, são afectadas não só pela sua composição mineralógica e química, como também pela sua velocidade de arrefecimento. Por exemplo, o arrefecimento rápido das escórias realizado através de água produz um material com elevada porosidade e baixa resistência à abrasão quando comparado com o material produzido com o arrefecimento ao ar (SAMARIS, 2005).

Para além das propriedades acima referidas, há uma indesejável, a expansibilidade volumétrica, sobretudo quando se utilizam as escórias processadas nos pavimentos. Refira-se que mesmo quando as escórias de aciaria são sujeitas a uma maturação controlada estas apresentam, normalmente, uma expansibilidade residual (normalmente inferior a 3%). A expansibilidade é devida principalmente à presença de cal livre (CaO) e/ou óxido de magnésio livre (MgO) nas escórias que ao reagirem com a água, hidratam formando o hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) e o hidróxido de magnésio (Mg(OH)<sub>2</sub>). Na hidratação da cal livre pode haver um aumento de volume de 99% e no caso da hidratação do óxido de magnésio livre o volume pode aumentar em 119% (Machado, 2000).

Segundo Brun e Yuan (1994) algumas das vantagens das escórias de aciaria processadas relativamente aos agregados naturais, quando utilizadas nos pavimentos, são as seguintes: (1) superfície rugosa, a qual resulta numa estabilidade mais elevada; (2) são praticamente insensíveis à variação do teor em água; (3) apresentam endurecimento pelas reacções hidráulicas; (4) drenam melhor que a maioria dos agregados naturais com tamanho similar; (5) apresentam capacidade resistente elevada, pelo que, apresentam um comportamento excelente quando utilizadas em fundações fracas e em aplicações de tráfego pesado; (6) menor custo, uma vez que não requerem explosivos para o desmonte; (7) apresentam normalmente maior resistência à abrasão; (8) apresentam uma rigidez mais elevada; (9) peso específico mais elevado, resultando em economia de material a utilizar, assegurando grande estabilidade; (10) podem atingir a composição granulométrica desejada, permitindo melhor trabalhabilidade e compacidade, favorecendo assim a durabilidade do pavimento e (11) os procedimentos de dimensionamento estrutural de pavimentos convencionais, bem como os métodos usuais e equipamento utilizado para colocar e compactar os materiais tradicionais podem também ser utilizados nas escórias processadas.

## 2.8. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO AMBIENTAL

No caso dos resíduos para além da caracterização geotécnica é também exigida a caracterização ambiental, esta com o objectivo de evidenciar o potencial poluente do material para o meio ambiente e para a saúde pública. Actualmente, embora existam vários métodos para avaliar o potencial poluente dos resíduos, os ensaios de lixiviação são os mais utilizados. Na Europa o ensaio normalmente utilizado em laboratório, para a avaliação ambiental das escórias de aciaria processada é o ensaio de lixiviação de extracção (ou método descontínuo) realizados segundo a norma europeia EN 12457-2, onde a relação líquido para sólido é igual a 10l/kg e a dimensão máxima das partículas é inferior a 4mm, ou segundo a EN 12457-4, onde a relação líquido para sólido é também de 10l/kg e a dimensão máxima das partículas é inferior a 10mm. A preparação dos eluatos efectua-se de acordo com a norma europeia EN 1744-3. Existem no entanto outros ensaios de lixiviação, como seja por exemplo, o ensaio de coluna, que segundo alguns estudos (ALT-MAT, 1999) simulam melhor o comportamento ambiental observado em campo.

Alguns dos elementos químicos que podem estar presentes nos lixiviados das escórias de aciaria processadas incluem níquel, chumbo, zinco, titânio, vanádio e crómio. Contudo, estudos realizados na Europa e nos Estados Unidos da América mostram que as suas concentrações são normalmente baixas (SAMARIS, 2005), pelo que se tratam normalmente de resíduos inertes.

Note-se que, mesmo que as escórias processadas sejam consideradas inertes é necessário avaliar periodicamente as suas características ambientais, dada a existência duma enorme variabilidade de matérias-primas utilizadas.

Para além da composição química dos lixiviados é também muito importante analisar o valor de pH e a condutividade eléctrica, uma vez que são parâmetros com muita influência no meio ambiente. Normalmente, os lixiviados das escórias de aciaria processadas são hiperalcalinos devido à presença de cal livre nestes materiais, podendo atingir valores de pH que variam entre os 10 e os 14. Consequentemente, as escórias de aciaria processadas não devem estar próximas a águas paradas tais como, poços, lagos, entre outros. Outro problema associado aos elevados valores de pH dos lixiviados destes materiais prende-se com o desempenho das estruturas, uma vez que podem causar corrosão de materiais como tubagens de alumínio e galvanizadas quando colocados em contacto directo.

Estudos realizados nesta área mostram que a determinação do pH deverá realizar-se através de ensaios pH estáticos, sobretudo se se suspeitar que o pH do material vá alterar significativamente quando colocado no campo, ou variar no tempo (Reid, 2001). Refira-se que os ensaios em laboratório são realizados em condições saturadas, enquanto que os materiais quando colocados nas infraestruturas se encontram, na maior parte do tempo, em condições não saturadas, pelo que pode ocorrer uma grande variedade de reacções no campo, tais como a oxidação dos sulfatos, hidratação dos minerais e estas reacções, entre outras possíveis, afectam o pH (Reid, 2001).

Uma vez que os ensaios de lixiviação em laboratório são realizados em condições muito diferentes das existentes em obra, havendo estudos (ALT-MAT, 1999) que mencionam que a lixiviação de resíduos efectuada em laboratório é conservativa relativamente à de campo, o que pode inviabilizar a reciclagem de alguns resíduos, sempre que possível devem ser realizados ensaios de lixiviação em campo, com recurso por exemplo a instalação de lisímetros. No campo, a avaliação ambiental também deverá ser realizada periodicamente, mesmo que se observe ao longo do tempo que as escórias processadas são inertes, uma vez que podem ocorrer reacções que tornem o material não inerte.

Da bibliografia consultada verifica-se que a classificação dos resíduos é efectuada normalmente com base na comparação dos valores de lixiviação obtidos em ensaios laboratoriais normalizados com os valores limites previstos pela legislação de cada País. Contudo, segundo alguns autores (Piantone, 2009) o potencial poluente dos resíduos deve avaliar-se preferencialmente através de modelos de previsão e os parâmetros desses modelos devem ser determinados através de ensaios laboratoriais específicos, que dependem do tipo de valorização dos resíduos (tal como recomendado na norma europeia EN 12920, relativa à caracterização do comportamento do lixiviado em condições específicas).

## **2.9. ALGUNS ESTUDOS REALIZADOS SOBRE AS ESCÓRIAS DE ACIARIA QUANDO UTILIZADAS EM INFRAESTRUTURAS RODOVIÁRIAS**

Desde 1979 que em países como Estados Unidos, Inglaterra, Japão e Canadá, a escória de aciaria processada, simples ou combinada, tem sido utilizada como agregado siderúrgico em infraestruturas de transporte rodoviárias (Mathur et al., 1999). Da bibliografia consultada verificou-se também que sua reciclagem é realizada, principalmente, através da sua utilização como agregados siderúrgicos, ao nível das camadas estruturais dos pavimentos (sub-base e base). A utilização das escórias de aciaria processadas como agregado em misturas asfálticas é feita em menor escala (Castelo Branco, 2004).

Dum inquérito realizado num projecto I&D Europeu (SAMARIS, 2005) sobre a utilização das escórias processadas nos pavimentos verificou-se que a Dinamarca, Espanha e a França utilizam as escórias na construção rodoviária ao nível das camadas de regularização e de desgaste. Ao nível da camada de base, as escórias processadas são utilizadas em França e ao nível da camada de sub-base em França e na Suécia.

Lima et al. (2000) compararam o desempenho de dois pavimentos construídos com escórias de aciaria processadas e agregados naturais. Um dos pavimentos foi construído com escórias de aciaria processadas nas camadas de base e sub-base e na camada de desgaste, com uma espessura de 0,02m, aplicaram-se os materiais tradicionalmente utilizados nesta camada. O outro pavimento foi construído com agregado natural e a camada de desgaste tinha uma espessura de 0,13m. Dos resultados obtidos os autores concluíram que os pavimentos delgados (camada de desgaste com 0,02m de espessura) construídos com as escórias de aciaria processadas eram equivalentes aos espessos (camada de desgaste com 0,13m)

executados com agregados naturais. Verificaram ainda que os módulos reversíveis, obtidos por retro-análise, das camadas executadas com escórias processadas eram cerca de 3 a 4 vezes superiores aos das camadas executadas com agregados naturais.

Alvarenga et al. (2001) compararam as propriedades reversíveis e o custo dos pavimentos quando se utilizam as escórias processadas e os agregados naturais nas camadas de base. Os autores concluíram que os pavimentos construídos com as escórias processadas possuem comportamento tensão versus deformação pouco dependente do teor em água e da energia de compactação, apresentam módulos de deformabilidade superiores aos agregados naturais e têm um custo bastante inferior aos pavimentos construídos com os agregados naturais.

Rohde (2002) avaliou o desempenho mecânico em laboratório das escórias processadas tendo em vista a sua utilização como agregados nos pavimentos em camadas de base e sub-base. As escórias processadas foram corrigidas granulometricamente para a faixa C do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) devido aos baixos valores de Índice de Suporte Californiano (CBR) apresentados pelo material (abaixo de 100% sem correção granulométrica). Dos estudos que realizou mostrou também que após a correção granulométrica as escórias processadas apresentaram melhorias na trabalhabilidade e na compactação. Obteve ainda, após a correção granulométrica, valores de CBR cerca de duas vezes superiores aos dos agregados naturais. Dos resultados obtidos de ensaios triaxiais cíclicos verificou também que o módulo reversível das escórias de aciaria processadas é superior aos dos agregados naturais, nomeadamente, agregado basáltico e agregado granítico.

Parente et al. (2003) compararam o desempenho mecânico de misturas de solo/agregado natural e solo/escória processada quando utilizadas na construção de bases e sub-bases dos pavimentos. Para isso, realizaram ensaios triaxiais cíclicos e ensaios CBR sobre duas misturas de solo/escória processada (utilizando 70% e 50% de escória processada), e misturas de solo/agregado natural. Refira-se que todas as misturas apresentavam a mesma granulometria. Dos resultados obtidos verificaram que as misturas solo/escória processada apresentavam maiores valores de massa específica seca máxima e menores valores de teor em água ótimo, quando comparadas às misturas de solo/agregado natural. Quanto aos valores de CBR, as misturas solo/escória processada apresentavam valores cerca de três vezes superiores aos das misturas solo/agregado natural. Dos resultados obtidos dos ensaios triaxiais cíclicos verificam que os valores dos módulos reversíveis, para as misturas solo/escória processada eram superiores aos das misturas solo/agregado natural.

#### **2.10. PRINCIPAIS PROBLEMAS DAS ESCÓRIAS DE ACIARIA PROCESSADAS QUANDO UTILIZADAS NAS INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE**

Apesar das escórias de aciaria processadas serem particularmente eficientes quando utilizados como agregado siderúrgicos nas infraestruturas de transporte a sua utilização depende muito da sua expansibilidade. Refira-se que para que as suas propriedades sejam excelentes é



necessário que as escórias sejam submetidas a um processamento apropriado, como por exemplo o realizado em Portugal (descrito na Secção 2.5 deste Capítulo). Existem alguns exemplos práticos em que o processamento inapropriado da escória de aciaria, muito particularmente na sua maturação, conduziu ao fendilhamento e a deformações excessivas do pavimento, como mostram as fotografias apresentadas na Figura 2.4. O mau desempenho dos pavimentos construídos com as escórias de aciaria processadas e mal maturadas foi relacionado com a instabilidade volumétrica, que está associada à presença de cal livre (CaO) e/ou óxido de magnésio livre (MgO).



Figura 2.4: Pavimento com utilização de escória de aciaria mal maturada (Silva et al., 2002); a) deformação excessiva; b) fendilhamento

Outro problema que pode ocorrer quando se utilizam as escórias de aciaria processadas como agregados siderúrgicos é a formação de tufa. A tufa é uma forma de carbonato de cálcio precipitado (formado a partir da reacção química do dióxido de carbono presente na atmosfera com a cal livre presente nas escórias processadas) que se vai depositar nos drenos podendo obstruir os sistemas de drenagem. O bloqueio do sistema de drenagem dos pavimentos impede a drenagem correcta da estrutura do pavimento, resultando na deterioração acelerada deste e em custos de manutenção (Hurd, 1988, Gupta et al., 1994).

No sentido de se evitar a instabilidade volumétrica bem como a formação de tufa a literatura consultada recomenda que estes materiais não sejam utilizados em locais onde se preveja a sua imersão e que haja um bom sistema de drenagem das águas subterrâneas.

## **2.11. DOCUMENTOS E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA UTILIZAÇÃO DAS ESCÓRIAS DE ACIARIA PROCESSADAS EM INFRAESTRUTURAS RODOVIÁRIAS**

### **2.11.1. Situação internacional**

O relatório publicado pela Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económico (OCDE) em 1977 marcou o caminho que se seguiria na valorização de resíduos. O relatório foi elaborado a partir de um questionário e de acordo com as respostas obtidas, os resíduos foram agrupados em 5 categorias: resíduos e subprodutos provenientes de minas e pedreiras, resíduos e subprodutos provenientes da metalurgia, resíduos e subprodutos industriais,

resíduos urbanos e resíduos e subprodutos agrícolas. Nesse documento, a valorização dos resíduos devia atender a critérios técnicos, económicos e ambientais. Os quatro critérios referem-se a: quantidade do resíduo que deveria ser superior a  $50 \times 10^3$  toneladas; distância entre a produção e a utilização do resíduo deveria ser aceitável; estudo da eventual toxicidade e da solubilidade de alguns compostos dos resíduos. De acordo com estes critérios, assim como, com as possibilidades técnicas de utilização dos resíduos, estes eram classificados em quatro classes (I, a IV). À classe I pertenciam os resíduos que apresentassem as melhores possibilidades de utilização, em estado natural ou com um ligeiro tratamento (como por exemplo as escórias de aciaria, cinzas volantes, entre outros). Há classe IV pertenciam os resíduos que apresentassem pouca ou nenhuma possibilidade de utilização na construção rodoviária. Vinte anos depois da publicação do primeiro relatório, a OCDE publicou um segundo documento em que se actualizaram os conhecimentos existentes sobre as valorizações realizadas e entre outras coisas, estabeleceu uma classificação das tecnologias de reciclagem atendendo ao êxito atingido com cada uma delas (OCDE, 1997).

Em 1999, no Reino Unido, a CIRIA/DETR (Construction Industry Research and Information Association/Department of the Environment Transport and Regions) publicou um documento intitulado *The reclaimed and recycled construction materials handbook* no qual aparece uma tabela de dupla entrada. Essa tabela contempla o potencial de utilização dos resíduos com possibilidades de aproveitamento na construção dos pavimentos e ilustra o que se conhece como *princípio de aproveitamento óptimo de um resíduo*.

Em 2002, a administração federal dos pavimentos dos Estados Unidos da América (Federal Highway Administration, FHWA) apresentou num simpósio internacional os resultados obtidos em numerosos estudos realizados sobre o aproveitamento dos resíduos na construção de pavimentos. Dos estudos realizados foi possível elaborar as recomendações para os utilizadores de resíduos e subprodutos (*User guidelines for Waste and By-products materials in pavement construction*), uma base de dados dos materiais reciclados (*Recycled Materials Information Database*) e ainda o planeamento geral para a avaliação da utilização dos materiais reciclados (*Framework for evaluating use of recycled materials in the highway environment*).

Como se pode verificar, a utilização dos materiais alternativos em construções de infraestruturas de transporte e obras geotécnicas são relativamente recentes, pelo que as especificações técnicas existentes são na sua maioria de natureza empírica e continuam fortemente associadas às propriedades obtidas com os materiais naturais. Nestes casos, os materiais alternativos que substituam os materiais naturais na construção rodoviária, têm que respeitar os mesmos requisitos que os materiais naturais. Contudo, como se verificou no Projecto Europeu I&D ALT-MAT, realizado em 1999, tal prática não é adequada, pelo que os materiais alternativos não devem ser estudados através de ensaios empíricos e correlações desenvolvidas para materiais naturais, que não prevêm correctamente o comportamento destes materiais, quando colocados em obra.

A nível internacional, há exemplos de alterações em especificações desenvolvidas na perspectiva da aplicação dos materiais naturais, para passarem a contemplar valores limite para os materiais alternativos, tornando assim a legislação mais adequada à incorporação destes materiais na construção de infraestruturas viárias e obras geotécnicas.

Por exemplo, no Japão as escórias de aciaria processadas estão normalizadas como material a ser utilizado nos pavimentos na Japanese Industrial Standard (JIS) desde 1979, mas desde aí sofreu várias revisões. Actualmente, a norma japonesa JIS A-5015 (1992), que trata da utilização das escórias de aciaria processadas como agregado para a construção de pavimentos, limita a expansibilidade das escórias processadas em 1,5% aos 10 dias (240h). A expansibilidade é medida em provete moldado com energia de compactação do ensaio Proctor modificado e estão presentes mecanismos de aceleração da expansão, através da imersão do provete em água aquecida a uma temperatura de  $80 \pm 3^{\circ}\text{C}$ , em períodos diários de 6h. Fixa ainda outras condições, como sejam, a massa volúmica específica, que deve ser superior a  $2,45 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ , a massa volúmica aparente igual ou superior  $1,50 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ , a absorção de água inferior a 3% e o valor de Los Angeles inferior a 30%. O valor de CBR deve ser superior a 80% no caso de camadas de base e superior a 30% no caso das camadas de sub-base. Esta norma define ainda que a maturação das escórias de aciaria deve ser superior ou igual a 6 meses podendo ser reduzido desde que após a cura acelerada a expansão seja confirmadamente estabilizada. A nível ambiental, as escórias processadas devem ainda satisfazer os limites definidos pelo ministério do ambiente japonês. No Quadro 2.1 apresentam-se os valores limites admissíveis para alguns elementos.

Quadro 2.1: Valores limite para a utilização das escórias de aciaria processadas em infraestruturas de transporte no Japão

<b>Elemento</b>	<b>Valor limite (mg/l)</b>
Cádmio	0,01
Chumbo	0,01
Crómio VI	0,05
Arsénico	0,01
Mercúrio	0,0005
Benzeno	0,01
Selénio	0,01

No Brasil as escórias de aciaria processadas a utilizar como agregados em pavimentação estão normalizadas pela especificação DNER EM 262/94. Segundo esta especificação as escórias de aciaria processadas devem apresentar uma expansibilidade máxima de 3% aos 14 dias, ou igual ao valor especificado no projecto. Este método utiliza a energia do Proctor normal e o mecanismo de aceleração da expansão é realizado através da imersão dos provetes em água aquecida a uma temperatura de  $71 \pm 3^{\circ}\text{C}$  e aquecimento na

estufa. As escórias de aciaria processadas para poderem ser utilizados como agregados devem ainda ser isentas de impurezas orgânicas, de contaminação de escórias de alto forno, solos e outros materiais que possam prejudicar os valores especificados do projecto. Quanto à composição granulométrica as escória de aciaria processadas devem ter partículas de dimensão inferior a 12,7mm, menor que 40%, entre 12,7 e 50,8mm, menor que 60%, e obedecer à granulometria de projecto. Devem ainda obedecer aos seguintes limites: absorção de água máximo de 1% a 2%; massa volúmica específica entre  $3,0 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  a  $3,5 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  e massa volúmica unitária entre  $1,5 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  e  $1,7 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ . O desgaste por abrasão avaliado através do ensaio de Los Angeles deve ter um valor máximo igual a 25% para as camadas de sub-base e base. A durabilidade ao sulfato de sódio deve ser no máximo de 5% aos cinco ciclos. Ao nível ambiental a utilização das escórias de aciaria processadas devem ainda satisfazer os limites apresentados no Quadro 2.2, sendo o ensaio de lixiviação realizado segundo a norma NBR 10005 (1987).

Quadro 2.2: Valores limite para a utilização das escórias de aciaria em infraestruturas de transporte no Brasil

<b>Elemento</b>	<b>Valor limite (mg/l)</b>
Arsénio	5,0
Bário	100
Cádmio	0,5
Chumbo	5,0
Cromo total	5,0
Fluoreto	150,0
Mercúrio	0,1
Prata	5,0
Selénio	1,0

Também em Espanha, na sequência da nova redacção do *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes*, PG-3 (ORDEN FOM/891/2004), as especificações e critérios técnicos resultantes já permitem avaliar a possibilidade de utilizar as escórias processadas em camadas granulares de pavimentos rodoviários. De acordo com o PG-3, a utilização das escórias de aciaria processadas como materiais para camadas granulares dos pavimentos, pressupõe o cumprimento de uma série de requisitos particulares, para além das especificações gerais correspondentes aos outros tipos de agregados, que foram apresentados por Roque et al. (2006) e se passam a transcrever.

Assim, as escórias processadas quando utilizadas como agregados siderúrgicos devem apresentar uma expansibilidade inferior 5%, segundo a norma EN 1744-1. A duração do ensaio será de 24h quando a percentagem de óxido de magnésio, segundo a EN 196-2, for inferior ou igual a 5%, e de 168h nos restantes casos. O equivalente de areia deve ser superior

a 30% e o índice de achatamento, segundo a EN 933-3, deve ser inferior a 35%, para as diferentes fracções do agregado grosso. Relativamente à angulosidade das partículas, segundo a EN 933-5, será de 100%, 75% ou 50%, dependendo da categoria do tráfego pesado. Quanto ao fuso granulométrico, este deve estar compreendido entre os fusos que se indicam no Quadro 2.3. Relativamente aos limites de Atterberg, o material deve ser não plástico. No que diz respeito à resistência à fragmentação, o coeficiente de Los Angeles, determinado segundo a EN 1097-2, deve ser inferior a 30% ou a 35%, dependendo da categoria do tráfego pesado, admitindo-se, no entanto, um limite 5% superior para os agregados siderúrgicos sempre que se satisfaçam os requisitos específicos relativos à granulometria.

Quadro 2.3: Fusos granulométricos para materiais alternativos segundo o caderno de encargos PG-3 para pavimentos e pontes

Tipo de Agregado <sup>(*)</sup>	Abertura dos peneiros em mm (EN 933-2) <sup>(**)</sup>								
	40	25	20	8	4	2	0,500	0,250	0,063
A25	100	75-100	65-90	40-63	26-45	15-32	7-21	4-16	0-9
A20	-	100	75-100	45-73	31-54	20-40	9-24	5-18	0-9

<sup>(\*)</sup> A designação do tipo do agregado faz-se em função do tamanho máximo nominal, que se define como a abertura do primeiro peneiro que retém mais de 10% em massa; <sup>(\*\*)</sup> percentagem acumulada em massa

No que se refere aos aspectos ambientais, a Sociedade Pública de Gestão Ambiental, IHOBE, S.A., da região autónoma do País Basco, elaborou um estudo (IHOBE, 2002) sobre valorização de escórias de aciaria, onde se indicava um primeiro critério ambiental, tendo em vista a utilização das escórias de aciaria processadas como agregados siderúrgicos em bases, sub-bases, leitos de pavimento e aterros. A utilização de escórias de aciaria processadas em contacto com o solo pressupõe um risco aceitável para o ambiente se, para cada elemento de interesse, a alteração na composição do solo subjacente for inferior a 1% num período de tempo de 100 anos. No caso do critério não ser cumprido, é necessário avaliar o risco que existiria para a saúde pública e para o ambiente de ocorrerem aumentos superiores a 1% para os elementos que excedem, de forma generalizada, o critério seleccionado. As conclusões da avaliação efectuada pela IHOBE permitem aceitar, com reservas, mudanças na composição do solo superiores a 1% para estes elementos, admitindo uma determinada percentagem de variação da composição para cada um deles.

Os resultados do estudo da IHOBE mostraram que, do ponto de vista ambiental, é possível aplicar nas camadas dos pavimentos rodoviários 73% das escórias de aciaria processadas produzidas no País Basco. Nas conclusões recomenda a realização de um estudo de lixiviabilidade, de uma amostra representativa, de acordo com a EN 12457 (procedimento C) quando se pretendam utilizar estes materiais nos pavimentos. Os resultados assim obtidos devem comparar-se com os valores limites apresentados no Quadro 2.4.

Quadro 2.4: Valores limite para a utilização das escórias de aciaria processadas em infraestruturas de transporte em Espanha

Elemento	Valor limite (mg/l)
Bário	17
Cádmio	0,009
Cromo	2,6
Molibdénio	1,3
Níquel	0,8
Chumbo	0,8
Selénio	0,007
Vanádio	1,3
Zinco	1,2
Fluoretos	18
Sulfatos	377

No Reino Unido os requisitos dos materiais alternativos para a construção são especificados pela norma BS 6543 (1985). Os requisitos especificados para as escórias de aciaria processadas são baseados na experiência obtida essencialmente com os materiais naturais. Uma lista desses requisitos quando se pretendem utilizar as escórias de aciaria como material em camada de sub-base foi apresentada por Nunes et al. (1996), os quais se passam a transcrever: a distribuição granulométrica das escórias processadas devem obedecer aos fusos apresentados no Quadro 2.5; as escórias processadas devem ser não plásticas para os materiais de tipo I e no caso dos materiais de tipo II o índice de plasticidade deve ser inferior a 6%; para os materiais de tipo II o valor de CBR deve ser no mínimo de 30%. Relativamente aos requisitos ambientais não foi encontrado na bibliografia consultada nenhuma referência.

Quadro 2.5: Fusos granulométricos requeridos para os materiais alternativos utilizados em camadas de base e sub-base no Reino Unido

Tipo de Agregado	Abertura dos peneiros em mm <sup>(*)</sup>					
	75	37,5	10	5	0,6	0,075
Tipo I	100	85-100	40-70	25-45	8-22	0-10
Tipo II	100	85-100	40-100	25-85	8-45	0-10

(\*) Percentagem em massa

Actualmente, as escórias de aciaria processadas estão incluídas nas normas europeias referentes a agregados para construção rodoviária. O requisito especial para as escórias de aciaria processadas, relativamente aos agregados naturais é a estabilidade volumétrica. A expansibilidade das escórias de aciaria processada deve ser determinada de acordo com a norma EN 1744-1, sendo classificadas de acordo com a norma EN 13232 dependendo do valor

obtido. No Quadro 2.6 apresentam-se as diferentes classes das escórias de aciaria processadas quanto à sua expansibilidade. No projecto I&D SAMARIS (2005) recomenda-se que o período de maturação das escórias deve ser de seis meses a um ano e meio no caso das escórias de aciaria apresentarem valores elevados de cal livre (superior a 3%). No caso das escórias de aciaria que apresentem valores de cal livre mais baixos devem ser maturadas no mínimo por três meses mesmo que o critério de expansão pretendido tenha sido encontrado.

Relativamente à avaliação ambiental, como já referido na secção 2.8, a lixiviabilidade é avaliada segundo a norma EN 12457-2, se a dimensão máxima das partículas for inferior a 4mm, ou segundo a EN 12457-4, se a dimensão máxima das partículas for inferior a 10mm e a preparação dos eluatos efectua-se de acordo com a norma europeia EN 1744-3.

Quadro 2.6: Classes das escórias de aciaria processadas segundo a norma EN 13242

<b>Expansão (% em Volume)</b>	<b>Classe</b>
≤5	V <sub>5</sub>
≤7,5	V <sub>7,5</sub>
≤10	V <sub>10</sub>
>10	V <sub>D</sub>
Quando o teor em MgO determinado segundo a EN 196-2 for inferior ou igual que 5%, a duração do ensaio deve ser de 24h. Quando o teor em MgO for superior a 5%, a duração do ensaio deve ser de 168h.	

### 2.11.2. Situação em Portugal

Nos cadernos de encargos das entidades responsáveis pela administração das infraestruturas de transporte em Portugal ainda não existem especificações e critérios técnicos que permitam avaliar a possibilidade de utilização das escórias de aciaria processadas.

No entanto, a utilização dos resíduos, ou dos agregados provenientes destes, em obra é permitida pelas entidades reguladoras do sector se o estudo das suas características ambientais evidenciar que não há risco para o meio ambiente e para saúde pública. No País, os resíduos que satisfaçam estes requisitos são os resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes, sendo a sua classificação efectuada com base na comparação dos valores de lixiviação obtidos em ensaios laboratoriais normalizados com os valores limites de lixiviação previstos pela legislação portuguesa, que actualmente é o Decreto-Lei nº 183/2009, de 10 de Agosto. Este decreto estipula valores limites de lixiviação obtidos em ensaios realizados de acordo com as já referidas normas europeias (EN 12457-2, ou EN 12457-4, dependendo da dimensão das partículas a ensaiar).

Refira-se que aquando do início deste trabalho a legislação em vigor era o Decreto-Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio. Este decreto estabelece valores limites de lixiviação obtidos em

ensaios realizados de acordo com a norma DIN 38414-S4. No Quadro 2.7 apresentam-se os valores máximos de admissibilidade previstos neste decreto para os resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes.

Quadro 2.7: Valores máximos de admissibilidade previstos no Decreto-Lei n.º 152/2002 para os resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes em Portugal

<b>Parâmetro</b>	<b>Unidade</b>	<b>Resíduo inerte (Dec.-Lei n.º 152/2002)</b>
pH	-	5,5<pH<12
Condutividade Eléctrica (CE)	mS/cm	6<CE<50
Amónio	mg N/l	5
AOX	mg Cl/l	0,3
Arsénio	mg/l	0,1
Cádmio	mg/l	0,1
Chumbo	mg/l	0,5
Cianetos	mg/l	0,1
Cloretos	mg/l	500
Cobre	mg/l	2
COT	mg.C/l	40
Crómio VI	mg/l	0,1
Crómio total	mg/l	0,5
Fenóis	mg/l	1
Fluoretos	mg/l	5
Mercúrio	mg/l	0,02
Níquel	mg/l	0,5
Nitritos	mg/l	3
Sulfatos	mg/l	500
Zincos	mg/l	2
COT: Carbono Orgânico Total; AOX: Halletos Orgânicos Adsorvíveis		

Segundo Roque et al. (2010) a actual avaliação da perigosidade ambiental dos resíduos poderá não ser a mais indicada para aplicar à valorização dos resíduos em obras geotécnicas, uma vez que pode eventualmente prejudicar a reciclagem de alguns resíduos nesta obras, pelo que, segundo os autores se justifica a elaboração de uma regulamentação específica para a avaliação da viabilidade ambiental da utilização dos resíduos nestas aplicações. Os autores suportam a sua argumentação no facto dos ensaios de lixiviação realizados em laboratório e previstos pela legislação portuguesa não traduzirem as condições reais de lixiviação de campo, e os estudos internacionais indicarem que os valores de lixiviação dos ensaios laboratoriais são conservativos comparativamente com os observados no campo.



Além disso, a classificação dos resíduos que vem sendo adoptada é específica para a admissão de resíduos em aterro.

Actualmente, no âmbito do projecto de I&D, relativo à valorização das escórias de aciaria, está a elaborar-se, com base nos resultados dos ensaios de laboratório e de campo, especificações técnicas para a utilização dos agregados processados das escórias de aciaria nas infraestruturas de transporte e nas obras geotécnicas. Além disso, está a elaborar-se um manual de procedimentos com a metodologia de estudo a realizar quando se pretendam utilizar materiais alternativos.

## **2.12. CONCLUSÕES**

Como se constatou ao longo deste capítulo, há a necessidade do estudo de uma determinada escória de aciaria devido à existência duma enorme variabilidade de tipos de escórias, função dos processos desenvolvidos, matérias-primas utilizadas e tipos de produtos fabricados, que inevitavelmente têm diferentes características. Esta variabilidade inviabiliza a directa extrapolação das conclusões de estudos efectuados em diferentes contextos, quanto às suas características e possibilidades de utilização. Pelo que, além de uma adequada caracterização, é muito importante investigar a variabilidade das fontes de fornecimento do resíduo, nomeadamente considerando o processo de fabrico e o processamento.

Quanto às escórias de aciaria nacionais, verificou-se que presentemente são de forno de arco eléctrico e o seu processamento com vista à obtenção de agregados é bastante sistematizado.

Quanto às características das escórias de aciaria processadas verificou-se que são um material duro, denso, limpo, resistente à abrasão, com um elevado ângulo de atrito interno e um valor de CBR elevado. Relativamente às características ambientais verificou-se que alguns dos elementos químicos que podem estar presentes nos seus lixiviados são o níquel, chumbo, zinco, titânio, vanádio e crómio. Contudo, as suas concentrações são normalmente baixas pelo que se tratam de resíduos inertes. Verificou-se também que estes materiais são normalmente hiperalcalinos (valor de pH superior a 9).

Das diversas aplicações possíveis das escórias de aciaria processadas verificou-se que a principal é como agregado siderúrgico.

Da sistematização da informação técnica-científica internacional na vertente da valorização das escórias de aciaria processadas em obras geotécnicas, verificou-se que as especificações técnicas existentes são, na sua maioria, de natureza empírica e continuam fortemente associadas às propriedades obtidas com os materiais naturais. Da bibliografia consultada verificou-se ainda que em Portugal não existem especificações e critérios técnicos que permitam avaliar a possibilidade de utilização das escórias de aciaria processadas.

### **3. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE OS FACTORES QUE INFLUENCIAM AS DEFORMAÇÕES REVERSÍVEIS E PERMANENTES DOS MATERIAIS GRANULARES QUANDO SUJEITOS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS**

#### **3.1. INTRODUÇÃO**

Os materiais granulares são normalmente utilizados nas camadas estruturais de pavimentos e vias-férreas e também em leito de pavimento e em leito de via. Quando colocados nestas camadas, estes materiais são sujeitos a um carregamento cíclico e sob acção desse carregamento exibem dois tipos de comportamento, um comportamento reversível e um comportamento às deformações permanentes.

Em laboratório o estudo destes comportamentos é normalmente realizado através do ensaio triaxial. Os equipamentos triaxiais disponíveis actualmente nos vários laboratórios de investigação são baseado no mesmo princípio, mas a sua instrumentação e os procedimentos de ensaio variam muitas vezes de laboratório para laboratório (Hoff, 2004). No entanto, a recente norma europeia para a realização de ensaios triaxiais cíclicos (EN 13286 – 7 de 2004) veio uniformizar estas discrepâncias.

O comportamento reversível dos materiais granulares e a acumulação das deformações permanentes dependem de vários factores que podem ser agrupados em dois grandes grupos: factores ligados às características do carregamento como por exemplo o nível de tensão, número de ciclos de solicitação, ente outros, e factores ligados às características dos materiais utilizados, tais como, teor em água, compacidade, natureza mineralógica, entre outros.

Neste capítulo realiza-se um estudo bibliográfico sobre os diferentes factores que afectam ambos os comportamentos (reversível e permanente) dos materiais granulares quando

sujeitos a um carregamento cíclico. Além disso, faz-se uma compilação dos modelos empíricos existentes na bibliografia para a previsão das deformações reversíveis (ou módulo reversível) e das deformações permanentes.

### **3.2. PRINCIPAIS FACTORES QUE INFLUENCIAM AS DEFORMAÇÕES REVERSÍVEIS**

Desde a década de 60 que têm vindo a ser realizadas várias investigações no sentido de se caracterizar o comportamento reversível dos materiais granulares. Estes materiais quando sujeitos a carregamentos repetidos exibem uma resposta complexa de não linearidade e apresentam uma dependência no tempo elasto-plástica. Para definir a não linearidade da resposta reversível dos materiais granulares define-se normalmente o módulo reversível ( $E_r$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Alternativamente, pode-se utilizar o módulo de compressibilidade volumétrico ( $K$ ) e de distorção ( $G$ ).

A partir da bibliografia consultada o comportamento reversível dos materiais granulares sob carregamentos repetidos depende de vários parâmetros, tais como, características do carregamento, história de tensões, o nível de tensão e deformação, compactidade, teor em água (grau de saturação), granulometria, percentagem em finos, dimensão máxima da partícula, mineralogia e morfologia das partículas. De todos os factores mencionados, as investigações realizadas mostram que a resposta reversível é influenciada maioritariamente pelo nível de tensão aplicado e pelas condições de estado do material, nomeadamente a compactidade e o teor em água.

De seguida descreve-se a influência de cada um deste parâmetros no comportamento reversível dos materiais granulares.

#### **3.2.1. Características do carregamento**

Como referido, a resposta estrutural dos materiais granulares é normalmente estudada em laboratório utilizando o ensaio triaxial cíclico. Este ensaio é realizado, quer com tensão de confinamento constante ( $TCC$ ) quer com tensão de confinamento variável ( $TCV$ ). Allen e Thompson (1974) compararam os resultados obtidos a partir desses dois tipos de ensaio e verificaram que, geralmente os valores do módulo reversível são mais elevados quando se realizam os ensaios triaxiais a tensão de confinamento constante. Os mesmos autores também verificaram que nos ensaios triaxiais com tensão de confinamento constante as deformações radiais são mais elevadas do que nos ensaios triaxiais a tensão de confinamento variável pelo que, os valores medidos do coeficiente de Poisson são mais elevados no caso dos ensaios  $TCC$  do que nos  $TCV$ . Na Figura 3.1 apresenta-se o efeito descrito.

No entanto, Brown e Hide (1975) referem que os ensaios a tensão de confinamento variável ou constante conduzem a valores do módulo reversível similares, desde que a tensão de confinamento nos ensaios  $TCC$  seja igual ao valor médio da tensão utilizada nos ensaios  $TCV$ . No mesmo estudo, também observaram que os ensaios  $TCV$  conduzem à diminuição do

coeficiente de Poisson com o aumento da razão entre a tensão vertical e a tensão de confinamento, enquanto os ensaios *TCC* mostraram o contrário.

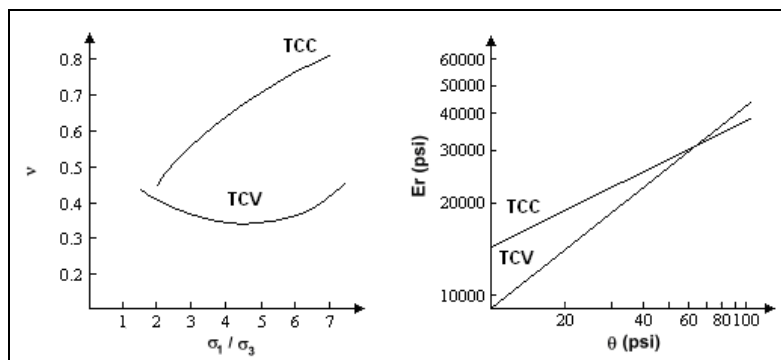


Figura 3.1: Exemplos de resultados triaxiais com tensão de confinamento constante e variável (adaptada de Allen e Thompson, 1974)

Da bibliografia consultada verifica-se que de um modo geral, o número de aplicações de carga, a sua duração e frequência, não têm, ou têm muito pouca influência no comportamento reversível dos materiais granulares, quer no módulo reversível quer no coeficiente de Poisson (Seed et al., 1965, Morgan, 1966, Hicks, 1970, Boyce et al., 1976, Thom e Brown, 1987).

### 3.2.2. História das tensões

Estudos realizados mostraram que a história das tensões pode ter alguma influência no módulo reversível dos materiais granulares. De acordo com Dehlen (1969), os efeitos da história de tensões aparecem como a consequência da densificação progressiva e rearranjo das partículas sob aplicação de tensões repetidas.

Hicks (1970) e Allen (1973), referiram que o efeito da história das tensões não tem na sua maioria impacto nas propriedades reversíveis dos materiais granulares desde que sejam aplicados aos materiais alguns ciclos com igual amplitude de tensão. Outros investigadores (Brown e Hyde, 1975, Mayhew, 1983) referiram também que as características reversíveis dos materiais granulares são praticamente insensíveis à história de tensões, pelo que pode ser conduzido um grande número de ensaios reversíveis sequencialmente na mesma amostra de forma a determinar os parâmetros reversíveis do material.

De acordo com a nova norma europeia para os ensaios triaxiais (EN 13286-7), quando a pré-carga é realizada, isto é o acondicionamento do provete é realizado, para níveis de tensão superiores às trajetórias de tensão a estudar a história da tensão não tem influência no comportamento reversível.

### 3.2.3. Nível de tensão

A influência do estado de tensão no comportamento dos materiais granulares foi estudada por diversos autores (Monismith et al., 1967, Hicks, 1970, Uzan, 1985, Sweere 1990) que

mostraram que o nível de tensão aplicada é um dos principais parâmetros que influencia as propriedades dos materiais granulares. Esses estudos mostraram por um lado, o aumento do módulo reversível com o aumento da tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) e com o aumento da soma das tensões principais ( $\theta$ ), e por outro lado, a não linearidade do comportamento reversível com a tensão. Verificou-se ainda que apesar do módulo reversível aumentar significativamente com o aumento da tensão de confinamento e com a soma da tensão principal, aumenta ligeiramente com o aumento da tensão de desvio ( $q$ ). Hicks (1970) referiu mesmo que o módulo reversível não é praticamente influenciado pela amplitude da tensão de desvio, desde que não seja gerada uma deformação plástica excessiva. Mais recentemente, Hoque e Tatsuoka (1998), Gomes Correia et al. (2001) e Coronado (2005) mostraram que o módulo de deformabilidade numa determinada direcção só depende do nível de tensão aplicada nessa direcção.

O coeficiente de Poisson também é influenciado pelo estado de tensão aplicado. Hicks (1970), Brown e Hyde (1975) e Kolisoja (1997) verificaram que no caso dos materiais granulares o coeficiente de Poisson aumenta com o aumento da tensão de desvio e com a diminuição da tensão de confinamento. Geralmente o coeficiente de Poisson é traduzido por uma função polinomial de  $(\sigma_1/\sigma_3)$ . No entanto, Hyde (1974) a partir de resultados de ensaios triaxiais a tensão de confinamento variável apresenta para o coeficiente de Poisson uma relação linear com  $\log(\sigma_1/\sigma_3)$ .

Da revisão bibliográfica efectuada verificou-se que os modelos mais utilizados, para descreverem o comportamento reversível dos materiais, são o modelo  $K-\theta$  e o modelo de Boyce. O primeiro modelo a ser proposto foi o modelo  $K-\theta$  (Brown e Pell, 1967; Hicks e Monismith, 1972) e foi proposto para descrever os resultados de ensaios triaxiais cíclicos com tensão de confinamento constante. Este modelo continua a ser muito utilizado devido à sua simplicidade e relaciona o módulo de deformabilidade reversível com a tensão normal média,  $p$ , através de uma lei potência descrita pela Equação (3. 1). Nesta expressão  $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros do modelo que dependem do estado e do tipo de material e  $p_a$  é a tensão de referência e tem um a valor de 100kPa. A tensão normal média,  $p$ , é descrita pela Equação (3. 2), onde  $\sigma_1$  é a tensão vertical principal,  $\sigma_3$  é a tensão horizontal e  $\theta$  é a soma das tensões principais.

$$E_r = k_1 p_a \left( \frac{3p}{p_a} \right)^{k_2} = k_1 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \quad (3. 1)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{\theta}{3} \quad (3. 2)$$

Mais recentemente, Uzan et al. (1992) modificaram o modelo  $K-\theta$  inicial, assumindo que o módulo reversível depende, quer da tensão normal média quer da tensão de desvio,  $q$ , como mostra a Equação (3. 3). Na Equação (3. 3)  $p_a$  é a tensão de referência e vale 100kPa e  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  são parâmetros do modelo que dependem do estado e do tipo de material.

$$E_r = k_1 p_a \left( \frac{3p}{p_a} \right)^{k_2} \left( \frac{q}{p_a} \right)^{k_3} \quad (3.3)$$

O segundo tipo de modelos foi desenvolvido nos finais dos anos 1970s quando começaram a realizarem-se ensaios triaxiais de cargas repetidas mais elaborados, onde a tensão de confinamento também é variável. Refira-se que estes ensaios de carregamento cíclico com aplicação das tensões variáveis e realizados segundo diferentes trajectórias de tensão simulam melhor as condições de carregamento “*in situ*”.

Os ensaios triaxiais de carga repetida com tensão de confinamento variável mostraram que o comportamento reversível dos materiais granulares depende não só da tensão normal média  $p$ , mas também da trajectória de tensões, ou seja, da razão entre as tensões  $q/p$ .

Com base nestas investigações Boyce (1980) propôs um modelo isotrópico elástico não-linear o qual leva em conta o efeito da trajectória de tensões. O módulo de compressibilidade volumétrica,  $K$ , e o módulo de distorção,  $G$ , dependem da tensão de acordo com as Equações (3.4) e (3.5), respectivamente. Na Equação (3.4) o parâmetro  $\beta$  é dado pela Equação (3.6).

$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} = \frac{\left( \frac{p}{p_a} \right)^{1-n}}{\frac{1}{k_a} - \frac{\beta}{k_a} \left( \frac{q}{p} \right)^2} \quad (3.4)$$

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_q} = \frac{\left( \frac{p}{p_a} \right)^{1-n}}{\frac{1}{G_a}} \quad (3.5)$$

$$\beta = (1-n) \frac{k_a}{6G_a} \quad (3.6)$$

Trabalhando as Expressões (3.4) e (3.5) obtém-se as expressões para a deformação volumétrica,  $\varepsilon_v$ , e de corte,  $\varepsilon_q$ , dadas pelas Expressões (3.7) e (3.8), respectivamente.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = \frac{1}{k_a} p_a^{1-n} p^n \left( 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right) \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \frac{1}{3G_a} p_a^{1-n} p^n \left( \frac{q}{p} \right) \quad (3.8)$$

A partir da teoria da elasticidade obtém-se a expressão para o módulo de deformabilidade,  $E$ , e coeficiente de Poisson,  $\nu$ , dadas pelas Expressões (3.9) e (3.10), respectivamente, onde,  $K_a$ ,  $G_a$ ,  $n$ ,  $\beta$  são parâmetros do modelo.

$$E = \frac{9 G_a \left( \frac{p}{p_a} \right)^{1-n}}{3 + \left( \frac{G_a}{k_a} \right) \left( 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right)} \quad (3.9)$$

$$\nu = \frac{\frac{3}{2} \left( \frac{G_a}{k_a} \right) \left( 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right)}{3 + \left( \frac{G_a}{k_a} \right) \left( 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right)} \quad (3.10)$$

Recentemente este modelo foi sujeito a algumas alterações. Jouve e Elhannani (1994), propuseram uma generalização do modelo de Boyce introduzindo um parâmetro que toma em conta a anisotropia. Hornych et al. (1998) também propuseram uma versão ortotrópica para o modelo de Boyce. Para introduzirem a anisotropia no modelo, as expressões proposta por Boyce foram modificadas multiplicando a tensão principal  $\sigma_i$ , por um coeficiente de anisotropia,  $\gamma$ . Após algumas simplificações conduz às relações tensão/deformação apresentadas nas Equações (3. 11) e (3. 12), sendo os parâmetros  $p^*$  e  $q^*$  dados pelas Expressões (3. 13) e (3. 14), respectivamente.

$$\varepsilon_v = \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[ \frac{\gamma+2}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma+2) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_a} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[ \frac{\gamma-1}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma-1) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_a} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$p^* = \frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (3.13)$$

$$q^* = \gamma\sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.14)$$

#### 3.2.4. Nível de deformação

Contrariamente ao que acontece nos solos, decaimento do módulo com o aumento do nível de deformação, nos materiais granulares densamente compactados há um aumento do módulo com o aumento da deformação até um determinado nível de deformação. De facto, para pequenas a intermédias deformações estes materiais exibem deformações plásticas muito pequenas, praticamente negligenciáveis, quando comparadas com as deformações elásticas. Vários investigadores Kolisoja (1997), Gomes Correia (2004a) mostraram que os materiais granulares densamente compactados exibem durante um ensaio de compressão triaxial uma curva, do módulo de deformabilidade versus deformação, com a forma apresentada na Figura 3.2. A curva começa aproximadamente com um patamar (módulo praticamente independente da deformação) seguido, de um aumento do módulo até um determinado nível de deformação.

Este aumento de rigidez do material está associado com o comportamento dilatante. Após este nível de deformação o material começa a mostrar uma redução da rigidez, consequência do aumento das deformações plásticas.

O aumento do módulo bem como a sua localização no eixo da deformação depende de vários factores, tais como, a compactidade do material, nível da tensão aplicado, etc. Refira-se, no entanto que por um lado, o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento do nível de tensão e por outro lado, diminui com o aumento do nível de deformação. Assim, o comportamento observado num determinado ensaio, do módulo de deformabilidade com a deformação, depende principalmente da região tensão/deformação que se está a estudar. Geralmente, o carregamento aplicado aos materiais granulares utilizados nos pavimentos tendem a localizar a região tensão/deformação onde o aumento do módulo devido ao aumento do nível de tensão é dominante, relativamente à diminuição do módulo devido ao aumento do nível de deformação.

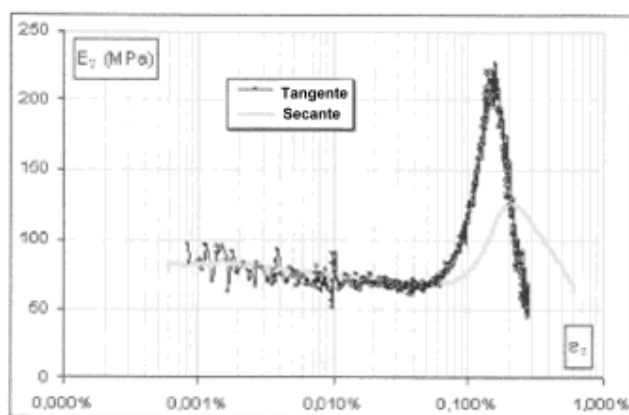


Figura 3.2: Módulo reversível em função do nível de deformação para materiais granulares densamente compactados (Gomes Correia, 2004a)

### 3.2.5. Compactidade

A compactidade é um dos parâmetros mais importantes no comportamento dos materiais granulares (Marek, 1977, Gomes Correia, 2004a). De um modo geral, o módulo reversível aumenta com o aumento da compactidade (Hicks e Monismith, 1971, Allen e Thompson, 1974, Boyce et al., 1976, Rada e Witczak, 1981, Kolisoja, 1997, Gomes Correia, 2004a). A Figura 3.3 apresenta um exemplo do efeito do grau de compactação no módulo reversível. Este aumento do módulo com o aumento da compactidade pode ser explicado pelo número de contactos entre partículas, o qual aumenta com o aumento da compactidade. O aumento do número de contactos leva a que quando se aplica uma carga externa a tensão média no contacto diminua. Desta forma, a deformação nos contactos entre partículas diminui e o módulo reversível aumenta (Kolisoja, 1997).



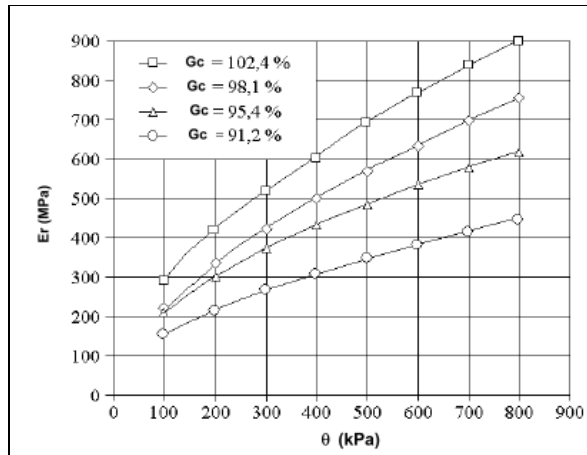


Figura 3.3: Efeito do grau de compactação (Gc) no módulo reversível (Kolisoja, 1994)

Hicks e Monismith (1971) e Barksdale e Itani (1989) verificaram que a influência da compactação no módulo reversível diminui com o aumento da percentagem em finos dos materiais granulares.

Relativamente ao coeficiente de Poisson, a influência da compactação é mais reduzida do que no módulo reversível (Hicks, 1970, Allen, 1973, Allen e Thompson, 1974). Hicks e Monismith (1971) e Kolisoja (1997) constataram que o coeficiente de Poisson diminui ligeiramente com o aumento da compactação.

Seed e Chan (1959) estudaram a influência da técnica de compactação no módulo de deformabilidade reversível. Dos estudos realizados concluíram que as deformações reversíveis são em geral independentes do método de compactação para teores em água inferiores ao ótimo. Para teores em água superiores ao ótimo, a compactação estática conduz a módulos reversíveis inferiores aos valores obtidos na compactação por apiloamento. No entanto, Hoff (2004) também estudou a influência da técnica de compactação dos provetes (apiloamento, martelo vibratório, compactador giratório, mesa vibratória) no comportamento reversível dos materiais e dos resultados obtidos verificou que o método de compactação não tem uma influência significativa no comportamento reversível.

As propostas existentes para a influência da compactação, o mesmo é dizer do índice de vazios, no comportamento reversível dos materiais granulares são na maioria baseadas em estudos sobre areias. De seguida apresentam-se os estudos mais importantes e as relações existentes na bibliografia para descreverem o efeito do índice de vazios no comportamento reversível dos materiais, muito particularmente no domínio das pequenas deformações.

#### 3.2.5.1. Proposta de Hardin e Richart (1963)

Hardin e Richart (1963) foram os primeiros a estudar em laboratório, através de ensaios de coluna ressonante, a influência de vários factores na velocidade de propagação das ondas de corte,  $V_s$ . No estudo, utilizaram dois tipos de areias, uma com grãos arredondados designada

de areia Ottawa, e uma areia moída com grãos de quartzo angulares. Os ensaios realizados mostraram que a tensão efectiva de confinamento e o índice de vazios do solo são os parâmetros com maior influência na velocidade de propagação das ondas de corte. Os autores verificaram ainda que, para um determinado nível de tensão de confinamento, a velocidade  $V_s$  decresce linearmente com o índice de vazios,  $e$ , e não depende da compacidade relativa do solo. Estas constatações conduziram à formulação de uma relação semi-empírica, dada pela Equação (3. 15) onde  $B$ ,  $C$  e  $n$  são constantes ligadas ao tipo de solo.

$$V_s = C(B - e) p'^{n/2} \quad (3. 15)$$

Atendendo a que a massa volúmica do solo seco,  $\rho$ , depende da massa volúmica dos grãos,  $\rho_g$ , e do índice de vazios,  $e$  que na teoria da propagação das ondas, a relação entre o módulo de distorção,  $G$ , e a velocidade das ondas de corte é dada pela Equação (3. 17), substituindo as Equações (3. 15) e (3. 16) na Equação (3. 17) obtém-se a função de índice de vazios,  $F(e)$ , proposta por Hardin e Richart (1963) a qual é dada pela Equação (3. 18).

$$\rho = \rho_g \frac{1}{1 + e} \quad (3. 16)$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (3. 17)$$

$$G = \rho_g \frac{1}{1 + e} C^2 (B - e)^2 p'^n = A \frac{(B - e)^2}{1 + e} p'^n \Rightarrow F(e) = \frac{(B - e)^2}{1 + e} \quad (3. 18)$$

No Quadro 3.1 apresentam-se alguns dos valores de  $B$ , encontrados na bibliografia, propostos para areias e cascalhos. No caso das areias, normalmente, utilizam-se dois valores, 2,97 para areias com grãos angulosos e 2,17 para areias com grãos arredondados.

Quadro 3.1: Diferentes valores de  $B$ , encontrados na bibliografia, para materiais granulares

Referência	Tipo de Solo	B
Hadiwardoyo (2002)	Areia de Perafita: $0,406 \leq e \leq 0,530$	2,463
Gomes Correia et al. (1993)*	Areia Argilosa: finos = 41%; IP = 9%; $e = 0,57$ ; $50 \leq p' \leq 200\text{kPa}$	2,41
Rivera (1988)**	Areia de Hostun: $0,64 \leq e \leq 0,83$ ; $C_u = 1,8$	1,6
Hardin e Richart (1963)	Areia Ottawa: $0,37 \leq e \leq 0,79$ ; $24 \leq p' \leq 287\text{kPa}$	2,17
Hardin e Richart (1963)	Areia moída: $0,63 \leq e \leq 1,27$ ; $24 \leq p' \leq 287\text{kPa}$	2,97
Lo Presti et al. (1993)	Areia Ticino: $0,579 \leq e \leq 0,930$ ; $48 < p' < 203\text{kPa}$	2,27
Coronado et al. (2004)	Cascalhos: $0,228 \leq e \leq 0,253$	1,93

\*(citado por Santos, 1999); \*\*(citado por Kheirbek-Saoud, 1994)

Posteriormente Hardin (1978) propôs uma nova função de índice de vazios, dada pela Equação (3. 19), a qual segundo o autor, poderia ser aplicada a todos os tipos de solos (Santos, 1999).

$$F(e) = \frac{1}{0,3 + 0,7e^2} \quad (3. 19)$$

### 3.2.5.2. Proposta de Lo Presti et al. (1995)

Em 1995 os investigadores italianos, Lo Presti et al. (1995) propuseram uma outra expressão para  $F(e)$ . A função de índice de vazios proposta é puramente empírica e é de forma potencial, como se pode verificar da Equação (3. 20).

$$F(e) = e^{-x} \quad (3. 20)$$

A grande vantagem desta proposta para  $F(e)$ , relativamente à proposta de Hardin e Richart (1963), é que para além de ser uma relação mais simples, varia também numa gama bem mais restrita de valores, como se pode verificar do Quadro 3.2, onde se apresentam alguns valores, encontrados na bibliografia, para o expoente  $x$ .

Santos (1999), baseando-se num conjunto muito vasto de resultados seleccionados de diferentes tipos de ensaios (sísmicos, coluna ressonante, torção cíclica e triaxiais com medição local) realizados sobre diversos tipos de solo constatou, que para uma grande percentagem de materiais podem ser traçadas duas linhas envolventes para a função de índice de vazios propostas por Lo Prosti et al. (1995), às quais designou de limite superior e limite inferior. Propôs como limite superior o valor de 1,1 e 1,3 para o limite inferior. Para fundamentar a sua proposta recorreu ao modelo de Hertz.

Quadro 3.2: Valores para o expoente,  $x$ , para materiais granulares

Referência	Tipo de Solo	$x$
Lo Presti (1998)	Areia de Toyoura e Quiou	1,3
Hicher (1996) e Biarez et al. (1997)	Areias e Argilas	1
Liu et al. (1999)	Areia de Hostun	2
Fioravante* (2000)	Areia de Ticino e Areia do Kenia	0,8
Jamiolkowski e Lo Presti (1998)	Diversos tipos de solos	0,95 -1,5
Jamiolkowski et al. (2005)	Cascalhos	1,3 – 1,5
(*) valor obtido a partir de modelação dos ensaios experimentais obtidos para as duas areias		

De facto, o modelo de esferas uniformes desenvolvido por Hertz tem sido utilizado para compreender alguns aspectos fundamentais do comportamento reversível dos materiais granulares. A lei de Hertz é a lei que rege o comportamento reversível observada entre duas esferas elásticas e lineares de igual raio. Hertz (1881) analisou o comportamento não linear observado entre duas esferas uniformes, de raio  $R$ , constituídas por material elástico e linear, sujeitas a uma força normal,  $F$ , nos contactos. Este comportamento não linear deve-se à variação da área de contacto entre as esferas, que ocorre quando sujeitas a uma força normal  $F$ , como mostra a Figura 3.4. No caso de se terem duas esferas elásticas e lineares com, módulo de deformabilidade  $E_g$ , coeficiente de Poisson  $\nu_g$  e raio  $R$  e se sobre elas for aplicada uma força  $F$ , o valor do deslocamento,  $\Delta D$ , relativo ao ponto de contacto exprime-se pela relação (3. 21) e como se pode verificar a relação não é linear.

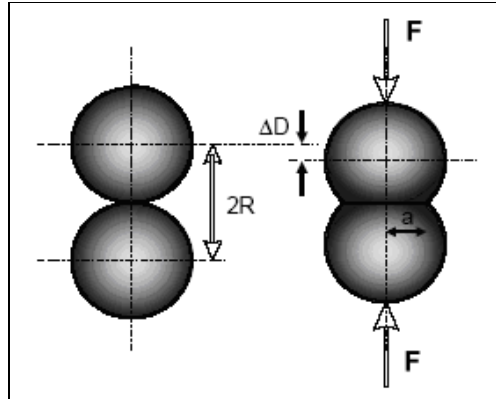


Figura 3.4: Modelo de esferas uniformes (adaptado de Hertz, 1881)

$$\Delta D = \left( \frac{3}{4\sqrt{R}} \frac{1 - \nu_g^2}{E_g} F \right)^{2/3} \quad (3.21)$$

Posteriormente, Biarez (1962) com base na teoria de Hertz deduziu o módulo de deformabilidade volumétrica,  $k$ , para um conjunto de esferas (consideradas a um meio elástico contínuo), em função dos parâmetros elásticos e do arranjo das esferas, e da tensão isotrópica aplicada. Mais tarde, Biarez e Hicher (1994) ao analisarem os vários arranjos possíveis das esferas, calcularam o índice de vazios para cada um dos arranjos bem como o valor da função  $f(e)$  que depende do valor do índice de vazios. No Quadro 3.3 estão apresentados os arranjos estudados e os valores encontrados para o índice de vazios e a função  $f(e)$

Quadro 3.3: Índices físicos para diferentes arranjos das esferas (Biarez e Hicher, 1994)

Arranjo	Tetraédrico	Cúbico	Octaédrico	Dodecaédrico
Nº Contactos	4	6	8	12
Índice de vazios	1,95	0,91	0,47	0,35
$f(e)$	$16/\sqrt{3} \approx 9,24$	4	$4/\sqrt{3} \approx 2,38$	$\sqrt{2} \approx 1,41$

Para cada arranjo, e por sua vez por cada índice de vazios característico, a relação entre a tensão  $p$  e a força de contacto  $F$  entre os grãos é dada pela Equação (3.22), onde  $f(e)$  é uma função que depende do índice de vazios, e é definida a partir dos valores que foram encontrados para cada arranjo regular de esferas estudado.

$$F = f(e)R^2p' \quad (3.22)$$

Substituindo a expressão de  $F$ , dada pela Equação (3.22), na Equação (3.21) dada para  $\Delta D$  obtém-se a deformação isotrópica do arranjo das esferas dada pela Equação (3.24).

$$\Delta D = \left( \frac{3}{4} \frac{1 - \nu_g^2}{E_g} f(e)p' \right)^{2/3} \cdot R \quad (3.23)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta D}{R} = \left( \frac{3}{4} \frac{1 - \nu_g^2}{E_g} f(e) p' \right)^{2/3} \quad (3.24)$$

Definindo um parâmetro  $\zeta$  que depende unicamente do material constituinte das esferas, dado pela Equação (3.25) e atendendo a que o módulo de compressibilidade  $k$  é igual à variação da tensão isotrópica  $p'$  em função da deformação volumétrica  $\varepsilon_v$ , e dado que  $\varepsilon_v = 3\varepsilon$ , uma vez que se admite que as deformações isotrópicas são infinitamente pequenas, obtém-se o módulo de compressibilidade volumétrico dado pela Equação (3.26).

$$\zeta = \frac{p'}{\varepsilon^{3/2}} = \frac{4E_g}{3(1 - \nu_g^2)f(e)} \quad (3.25)$$

$$k = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_v} = \frac{1}{3} \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon} \Rightarrow k = \frac{1}{2} \zeta^{2/3} f(e)^{-2/3} p'^{1/3} \quad (3.26)$$

O módulo de deformabilidade do material granular está relacionado com  $k$  e com o coeficiente de Poisson do material,  $\nu$ , através da Equação (3.27). Como se pode verificar da Equação (3.27) o módulo de deformabilidade é proporcional a  $f(e)^{-2/3}$ , ou seja, a função do índice de vazios é proporcional ao índice de vazios elevado a uma potencia de valor igual a 0,7 ( $F(e) = f(e)^{-2/3} \propto e^{-0,7}$ ).

$$E = 3(1 - 2\nu)k \Rightarrow E = \frac{3}{2} (1 - 2\nu) \zeta^{2/3} f(e)^{-2/3} p'^{1/3} \quad (3.27)$$

### 3.2.5.3. Estudos de Kokusho e Yoshida (1997)

Como já se referiu em 2.5.1, Hardin e Richart (1963) mostraram que no caso das areias pobremente graduadas, com índice de vazios a variara de 0,6 a 1 a relação entre a velocidade de corte e o índice de vazios é única, independentemente da dimensão das partículas e para algumas variações no coeficiente de uniformidade. Também mostraram que a relação empírica é diferente para partículas de forma rolada ou angular.

Baseando-se também em resultados obtidos de ensaios de coluna ressonante, Iwasaki e Tatsuoka (1977) mostraram que as equações empíricas propostas por Hardin e Richart (1963) podem não ser aplicadas a materiais granulares bem graduados. Dos resultados verificaram que para o mesmo índice de vazios as areias com coeficientes de uniformidade,  $C_u$ , mais elevados apresentam valores de módulo de distorção ( $G$ ) menor do que as areias com valores de  $C_u$  mais pequenos. Contudo, nos seus estudos só utilizaram areias medianamente densas.

Mais tarde Kokusho e Yoshida (1997) ao medirem as velocidades de corte em cascalhos, em que a compacidade de cada cascalho variava entre os estados muito solto a muito denso, com  $C_u$  muito diferentes, verificaram que a relação entre  $V_s$  e o índice de vazios não é única sob as mesmas condições de ensaio. Ao analisarem os resultados concluíram que o módulo de deformabilidade aumenta com a diminuição do índice de vazios, e o módulo de

deformabilidade com a diminuição de  $Cu$ . Contudo, a razão do aumento de  $E$  com a diminuição do índice de vazios é maior com o aumento de  $Cu$ . Devido a esta constatação, o módulo de deformabilidade deste tipo de materiais, quando for extrapolado para outro domínio de compacidade, utilizando as equações empíricas propostas por Hardin e Richart (1963), deve ser tomado com reservas. Tal extrapolação pode conduzir a valores de  $E$  diferentes dos reais, como pode ser constatado do diagrama esquemático apresentado na Figura 3.5 (Gomes Correia et al., 2001).

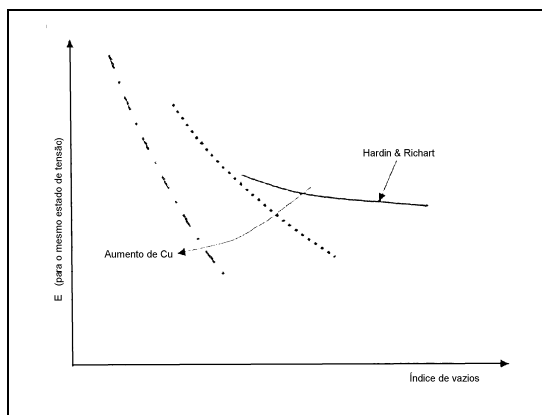


Figura 3.5: Diagrama esquemático do efeito de  $Cu$  na relação do índice de vazios e no módulo de deformabilidade (adaptado de Gomes Correia et al., 2001)

### 3.2.6. Teor em água

Alguns materiais são mais sensíveis à água do que outros. O principal factor que gere essa sensibilidade é a percentagem em finos do material.

Vários investigadores (Haynes e Yoder, 1963, Hicks e Monismith, 1971, Barksdale e Itani, 1989, Dawson et al., 1996, Heydinger et al., 1996) verificaram que o módulo reversível diminui com o aumento do teor em água, ou seja, com o grau de saturação. Contudo, estas análises foram realizadas em tensões totais. Outros investigadores, Mitry (1964), Seed et al. (1967), Hicks (1970), Dawson et al. (1996), Coronado et al. (2005), verificaram que no caso da análise dos resultados ser realizada em termos de tensões efectivas o módulo reversível pode ser expresso através de uma única lei de comportamento. Esta constatação torna muito importante a medição das pressões intersticiais desenvolvidas nas amostra pelo que a análise dos resultados deverá ser realizada, sempre que possível, em termos de tensões efectivas.

Quando a análise é realizada em termos de tensões totais verifica-se que abaixo do teor em água óptimo a rigidez tende a aumentar com a diminuição do teor em água, devido ao desenvolvimento de pressões intersticiais negativas que contribuem para o aumento do módulo. Acima do óptimo desenvolve-se um excesso de pressão intersticial e observa-se um efeito de variação oposto, ou seja diminuição do módulo de deformabilidade com o aumento do teor em água.

Quanto à influência do grau de saturação no coeficiente de Poisson vários investigadores verificaram que este diminui com o aumento do teor em água (Hicks, 1970, Hicks e Monismith, 1971, Barksdale e Itani, 1989, Dawson et al., 1996). De acordo com Hicks (1970), o coeficiente de Poisson diminui com o aumento do teor em água independentemente da análise ser feita em tensões totais ou tensões efectivas.

No entanto, Ekblad (2004), referido por Brecciaroli e Kolisoja (2006), nos seus ensaios verificou que um aumento do teor em água reduz o módulo reversível e aumenta o coeficiente de Poisson. Resultados similares foram encontrados por Uthus et al. (2005), que estudaram a influência do teor em água e a percentagem de finos no comportamento dos materiais granulares.

Recentemente, resultados obtidos por Coronado (2005) sobre agregados, mostram que o coeficiente de Poisson é independente do teor em água no caso da análise ser realizada em termos de tensões efectivas.

### **3.2.7. Influência da granulometria**

Os materiais granulares consistem num grande número de partículas, normalmente de diferentes tamanhos. Nestes materiais as tensões são transferidas de grão para grão através dos pontos de contacto. Pelo que, um dos factores que afecta o módulo reversível é a distribuição dos grãos ou seja, a curva granulométrica do material.

A curva de Fuller e Thompson representa a curva granulométrica óptima, onde todos os grãos participam idealmente na distribuição do carregamento. O valor para o expoente  $n$  em que isso acontece situa-se por volta dos 0,5.

Thom (1988) e Thom e Brown (1988) estudaram a influência do parâmetro de gradação  $n$  da curva de Fuller e Thompson no comportamento da rigidez ao corte, para um agregado de calcário britado. Dos estudos concluíram que os agregados uniformemente graduados têm um módulo ligeiramente superior aos agregados bem graduados. Brown e Selig (1991) e Raad et al. (1992) obtiveram resultados similares, enquanto que os ensaios realizados por Kolisoja (1997) mostraram que os valores do módulo reversível para um material bem graduado e bem compactado são superiores aos do material com granulometria mais fechada.

Hoff (1999) estudou a influência da granulometria no módulo reversível para um gnaisse (ver Figura 3.6 e Figura 3.7). Dos resultados obtidos verificou que o material com uma granulometria mais fechada é mais rígido do que o material com as curvas bem graduadas (comparar resultados da curva granulométrica 6 com as curvas 1, 2 e 3). Dos resultados Hoff (1999) verificou ainda que, se o material tem uma granulometria muito fechada, isto é, no caso do material ser monogranular, tal como acontece com a curva 7 (ver Figura 3.7) a rigidez diminui.

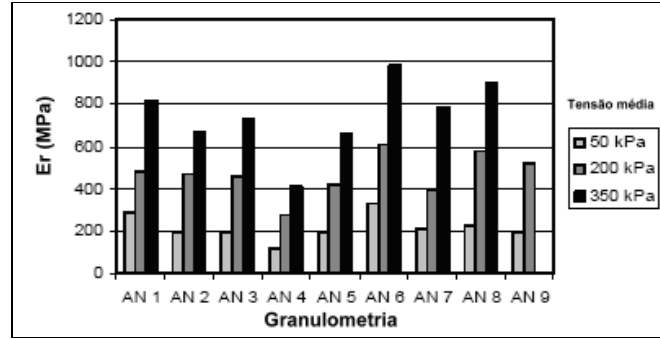


Figura 3.6: Influência da granulometria no módulo reversível para (adaptada de Hoff, 1999)

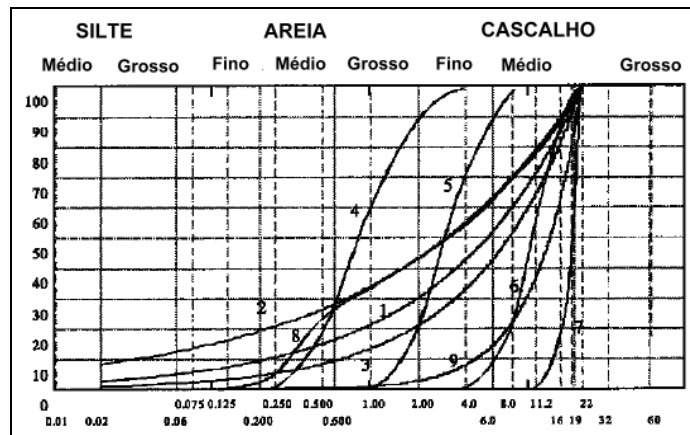


Figura 3.7: Curvas granulométricas ensaiadas por Hoff (1999)

### 3.2.7.1. Percentagem em finos

Um dos parâmetros utilizados para descrever as curvas granulométricas dos materiais granulares é a quantidade da fracção fina. Refira-se que a quantidade de finos é normalmente definida como a percentagem em proporção de peso do material seco com dimensões inferiores a 0.074mm.

Estudos recentes realizados por Ekblad (2004), referidos por Brecciaroli e Kolisoja (2006), mostraram que o módulo reversível diminui com o aumento da percentagem em finos. A mesma tendência do comportamento foi encontrada por outros investigadores (Thom e Brown, 1987, Kamal et al., 1993). Pelo contrário Coronado et al. (2004) ao estudar dois gnaisses em que as curvas granulométricas eram muito semelhantes, verificou que um ligeiro aumento na percentagem em finos (de 7% para 10%) conduz a um aumento do módulo reversível.

O aumento do módulo de deformabilidade com a diminuição da fracção fina foi explicado por Kolisoja (1997) tendo em conta o diagrama apresentado na Figura 3.8. Como se pode verificar do diagrama, se a percentagem em finos é pequena então as partículas maiores podem estar em contacto umas com as outras e distribuírem as cargas, e os finos preenchem



os vazios entre os grãos. Quando a percentagem dos finos aumenta, os grãos maiores não estão necessariamente em contacto uns com os outros para distribuir as cargas. Como resultado, um aumento da percentagem em finos traduz-se numa diminuição do módulo reversível.

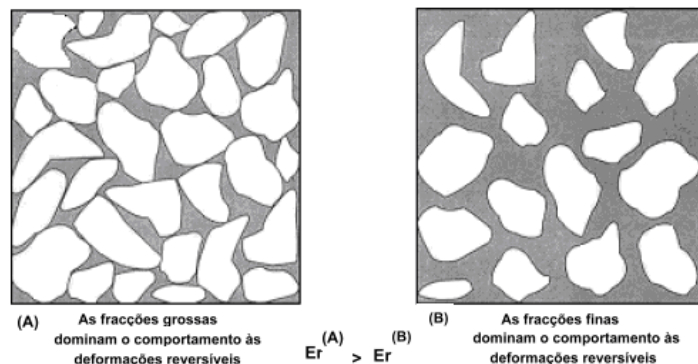


Figura 3.8: Efeito quantitativo da fracção fina no comportamento mecânico do agregado consistindo maioritariamente em partículas grosseiras (adaptado de Kolisoja, 1997)

Muito recentemente, os estudos realizados por Korkiala-Tanttu (2009), mostraram que a influência da quantidade de finos no módulo reversível é maior em agregados não britados do que em agregados britados.

A influência da percentagem em finos no coeficiente de Poisson foi estudada por Hicks (1970), e dos seus estudos concluiu que um aumento na percentagem em finos geralmente resulta numa redução do coeficiente de Poisson.

### 3.2.7.2. Dimensão máxima das partículas

Ensaio realizados em materiais granulares com curva granulométrica semelhante têm mostrado que o módulo reversível aumenta com o aumento da dimensão máxima da partícula (Thom, 1988 e Hoff, 1999). Segundo Kolisoja (1997), dado que a deformação produzida no esqueleto do material granular grosseiro está concentrada principalmente nos contactos das partículas e nos seus vizinhos imediatos, a explicação para os efeitos da dimensão máxima observados experimentalmente parecem estar relativamente ligados: quanto mais grosseiro for o material menor são os números de contactos de partículas necessários para transmitir a carga exercida no esqueleto do material conduzindo a um módulo de deformabilidade maior.

Quanto à influência da dimensão máxima no coeficiente de Poisson não foi encontrado nenhum estudo na bibliografia consultada.

### 3.2.8. Mineralogia

A mineralogia influencia a forma das partículas, a rugosidade da superfície e também a qualidade da fracção fina e a sua sensibilidade à água e por isso influencia o comportamento dos materiais granulares.

A Figura 3.9 apresenta a comparação das propriedades mecânicas de diferentes materiais, com diferentes mineralogias (calcários, agregados obtidos de rochas eruptivas e cascalhos) todos ensaiados para a mesma compactação relativa (97% da massa seca máxima do ótimo do ensaio Proctor modificado), e o mesmo teor em água ( $w_{opt} - 2\%$ ). A comparação é baseada em dois parâmetros: valor característico do módulo de deformabilidade  $E_c$ , determinado para um nível de tensão de referência ( $p = 250\text{kPa}$ ,  $q = 500\text{kPa}$ ), e a deformação permanente axial característica  $\varepsilon_{1c}$  (obtida após um carregamento normalizado). Os resultados indicam que os calcários apresentam melhores características (especialmente em termos de módulo) do que os materiais eruptivos.

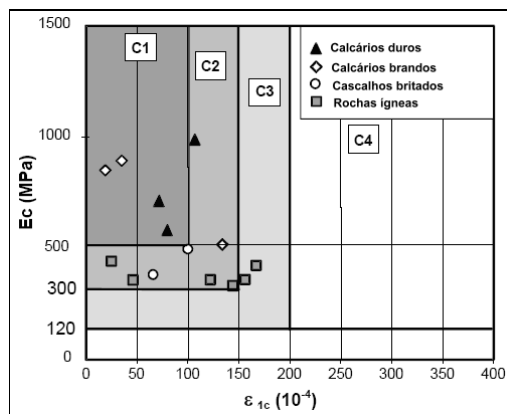


Figura 3.9: Classificação de materiais granulares de diferentes origens geológicas de acordo com as suas propriedades mecânicas (adaptado de Paute et al., 1994)

### 3.2.9. Morfologia das partículas

Um outro parâmetro que afecta o comportamento das deformações reversíveis, mas com menor importância é a forma e a rugosidade dos grãos.

Muitos investigadores (Hicks 1970, Hicks e Monismith 1971, Allen 1973, Allen e Thompson 1974, Thom 1988, Barksdale e Itani 1989, Thom e Brown 1989) constaram nos seus estudos que agregados britados com partículas angulares a sub-angulares, apresentam um módulo reversível mais elevado do que agregados não britados com forma das partículas roldadas ou sub-roldadas. Além disso, também verificaram que a rugosidade das partículas aumenta o módulo reversível.

Quanto ao coeficiente de Poisson verifica-se que o aumento da angulosidade e da rugosidade das partículas diminui o coeficiente de Poisson (Hicks, 1970, Hicks e Monismith 1971, Allen, 1973).

### 3.3. PRINCIPAIS FACTORES QUE INFLUENCIAM AS DEFORMAÇÕES PERMANENTES

O desenvolvimento das deformações permanentes dos materiais granulares é afectado por vários factores: número de cargas cíclicas, nível de tensão, história das tensões, rotação da

tensão principal, frequência do carregamento, grau de saturação, compacidade, granulometria, mineralogia e morfologia das partículas. Estes factores podem ser agrupados em duas categorias, uma ligada ao carregamento e a outra ligada ao material. Dentro dos primeiros fazem parte os relacionados com o nível de tensão, a rotação da direcção principal, a repetição da sollicitação, a história das tensões e a frequência do carregamento. Da segunda fazem parte, a natureza mineralógica, a morfologia dos grãos, a granulometria, a compacidade e o teor em água.

### 3.3.1. Repetição e frequência do carregamento

De uma forma geral pode dizer-se que sob um carregamento cíclico, simulando o carregamento a que os pavimentos estão sujeitos, a evolução das deformações permanentes dos materiais granulares caracteriza-se por um aumento rápido nos primeiros ciclos. Após a aplicação de uns milhares de ciclos, as deformações estabilizam, desde que o nível de tensão não ultrapasse um determinado valor. No caso de tensões muito elevadas as deformações permanentes crescem continuamente até, eventualmente, à rotura do material.

Barksdale (1972) a partir de ensaios triaxiais cíclicos a TCC, realizados para níveis de tensão  $q/\sigma_3$  baixos a médios, verificou uma relação linear entre a deformação axial (vertical) permanente e o logaritmo do número de cargas aplicadas ( $\log(N)$ ). Marree et al. (1982) obteve resultados similares a partir de ensaios HSV (veículo simulador pesado – simulador de tráfego) realizados sobre cinco pavimentos. Lentz e Baladi (1981) utilizou esta lei para fixar os resultados que obteve de ensaios triaxiais cíclicos e tentou exprimir os coeficientes da recta a partir de dados de ensaios triaxiais clássicos. Obteve boas correlações para diferentes areias. Khedr (1985) a partir de ensaios triaxiais cíclicos a TCC e a TCV, realizados sobre calcários, verificou que nos dois tipos de carregamento os resultados experimentais se alinham segundo uma relação  $\log(N) - \log(\epsilon_1^p / N)$ , obtendo coeficientes de determinação ( $R^2$ ) próximos de 1.

Sweere (1990) ao ensaiar 20 cascalhos obteve uma boa correlação com uma lei potência. Vuong (1994) também utilizou uma lei potência na qual faz intervir a deformação reversível. Este modelo, segundo Brecciaroli e Kolisoja (2006), conduziu a bons resultados quando aplicado em ensaios realizados à escala real por Larsen (1997).

Paute et al. (1988) realizaram ensaios TCV sobre cascalhos de diferentes origens geológicas (gnaisse, granito, etc.) e com os resultados obtidos propuseram uma expressão para a evolução das deformações axiais em função da raiz do número de cargas cíclicas ( $\sqrt{N}$ ). Hornych et al. (1993) a partir dos resultados de ensaios realizados sobre dois agregados de calcário e sobre um agregado de granito verificou que as leis de Barksdale (1972) e Paute et al. (1988) não representaram a evolução das deformações permanentes ( $\epsilon_1^p$ ) em função do número de ciclos ( $N$ ) e obteve melhores resultados também com uma lei potência. Os modelos de Paute et al. (1988) e de Hornych et al. (1993) tendem para um limite finito quando o número de ciclos ( $N$ ) é muito grande.

Wolff e Visser (1994) realizaram ensaios HVS sobre vários trechos experimentais e obtiveram uma boa fixação dos resultados com uma lei do tipo potencial.

Raad et al. (1989), Lekarp e Dawson (1998), Werkmeister et al. (2001) propõem utilizar a teoria de *shakedown* (acomodação) que consiste em definir o limite de diferentes modos de comportamento dos materiais granulares. Os limites definem os domínios de carregamento com estabilização de evolução das deformações permanentes e um comportamento elastoplástico em que cada ciclo de carga conduz à rotura repetida do material.

No Quadro 3.4 apresentam-se uma síntese das relações encontradas na bibliografia da evolução da deformação permanente axial com o número de solicitações cíclicas.

Quadro 3.4: Relações entre as deformações axiais permanentes com o número de ciclos

Autor	Lei	Parâmetros
Barksdale (1972)	$\varepsilon_1^p = a + b \log(N)$	$\varepsilon_1^p$ : deformação axial permanente acumulada após N ciclos;
Khedr (1985)	$\frac{\varepsilon_1^p}{N} = AN^{-b}$	
Paute et al. (1988)	$\varepsilon_1^{p*} = \frac{A\sqrt{N}}{\sqrt{N} + D}$	$\varepsilon_1^{p*}$ : deformação axial permanente acumulada a partir dos 100 primeiros ciclos;
Hornych et al. (1993)	$\varepsilon_1^{p*} = A \left( 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right)$	$\varepsilon_1^r$ : deformação reversível acumulada ao ciclo N;
Sweere (1990)	$\varepsilon_1^p = aN^b$	$p$ : tensão média;
Wolff e Visser (1994)	$\varepsilon_1^p = \frac{cN + a}{1 - e^{-bN}}$	$p^*$ : intersecção entre a recta de rotura sobre carregamento estático e o eixo $p$ no plano $(p, q)$ ;
Vuong (1994)	$\varepsilon_1^p = \varepsilon_1^r \left( \frac{a}{b} \right) N^c$	$N$ : número de ciclos;
Huurman (1997)	$\varepsilon_1^p(N) = A \left( \frac{N}{1000} \right)^B + C \left( e^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1 \right)$	$A, B, C, D$ : parâmetro função do material e das tensões; $a, b, c, n$ : parâmetros do modelo

Os estudos realizados por Gomes Correia (1985) mostraram que a influência da frequência do carregamento sobre a evolução das deformações permanentes dos materiais granulares não é significativa.

### 3.3.2. Nível de tensão

Lashine et al. (1971) e Barksdale (1972) realizaram, sobre diversos materiais, ensaios triaxiais cíclicos a tensão de confinamento constante e dos resultados dos ensaios verificaram que a deformação permanente vertical acumulada após 100 000 ciclos de carga é proporcional à

tensão de desvio,  $q$ , e inversamente proporcional à tensão de confinamento,  $\sigma_3$ , como apresentado na Figura 3.10.

Shenton (1974) ao ensaiar balastros melhorou a relação dos resultados obtidos dos ensaios cíclicos, elevando a razão  $\frac{q_{max}}{\sigma_3}$  a um expoente compreendido entre 1 e 3, dependendo do material ensaiado. Brown e Hyde (1975) confirmaram estes resultados realizando ensaios em tensão de confinamento constante e variável. Contudo, para os ensaios a TCV verificaram ser mais apropriado utilizar a tensão média  $p$  em vez de  $\sigma_3$  (ver Figura 3.11).

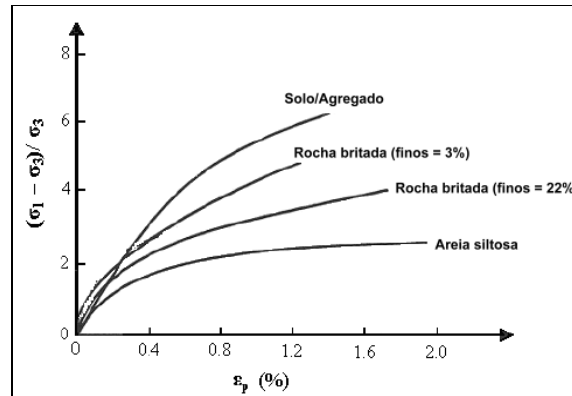


Figura 3.10: Influência do nível de tensão na deformação plástica de alguns dos materiais (adaptado de Barksdale, 1972)

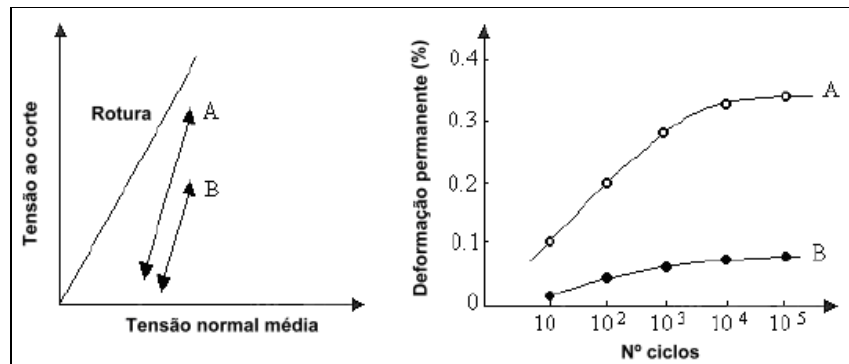


Figura 3.11: Deformação permanente em função das tensões aplicadas (adaptado de Brown e Hyde, 1975)

Geralmente, em ensaios triaxiais o estado de tensão aplicado é descrito em termos de tensão média  $p$  e da tensão de desvio,  $q$ . As primeiras investigações mostraram que as deformações axiais permanentes aumentam com o aumento da tensão desvio e diminuem com o aumento da tensão média. Estas constatações levaram a que se propusessem relações que relacionam a deformação axial permanente ou deformação de corte com  $p$  e  $q$  e  $q/p$  (Pappin, 1979, Paute et al., 1994, Nishi et al., 1994 e Lekarp e Dawson, 1998).

Outros investigadores tentaram relacionar a acumulação das deformações permanentes com a resistência ao corte dos materiais, assumindo que o nível de deformações permanentes é uma função da proximidade da tensão aplicada à linha de rotura do material. Barksdale (1972), por exemplo, expressou a deformação permanente axial,  $\epsilon_1^p$ , como uma função da razão de tensões de desvio,  $R_f = q/q_f$ , onde  $q$  é a tensão de desvio aplicada e  $q_f$  é a tensão de desvio na rotura, para a mesma tensão de confinamento,  $\sigma_3$ . Este tipo de aproximação tem sido muito questionado, por Lekarp e Dawson (1998). Eles argumentam que a rotura nos materiais granulares, sob um carregamento de cargas repetidas, é um processo gradual e não um colapso repentino como acontece no caso dos ensaios triaxiais estáticos. Pelo que defendem que não há uma relação directa entre a resistência ao corte estático e as deformações permanentes acumuladas.

Por si só as relações que descrevem a variação das deformações permanentes em função do número de solicitações aplicadas não dão uma boa previsão sobre a evolução das deformações permanentes nas estruturas dos pavimentos, uma vez que não tomam em linha de conta o nível de tensão aplicado. Pelo que outros investigadores seguiram uma nova aproximação tentando relacionar a deformação permanente com o número de ciclos e com a tensão aplicada, geralmente a tensão máxima. Um exemplo deste tipo de relação é a apresentada por Gidel et al. (2001).

No Quadro 3.5 apresenta-se uma síntese das relações encontradas na bibliografia da evolução da deformação axial permanente com o nível de tensão.

Mais recentemente, Arnold et al. (2002) e Werkmeister et al. (2001), realizaram ensaios de deformação permanente para vários níveis de tensão e identificaram três formas distintas na evolução das deformações permanentes com o número de ciclos aplicados, dependendo do nível de tensão como se apresenta na Figura 3.12. No Domínio A, designado de *shakedown plástico*, observa-se uma estabilização completa das deformações permanentes após a aplicação de um número finito de cargas cíclicas e o comportamento torna-se totalmente reversível. No Domínio B, designado de *intermédio*, a deformação permanente por ciclo continua a aumentar mas a uma razão muito pequena, sem haver por isso, uma estabilização completa das deformações. O Domínio C é designado de *colapso incremental*. Neste domínio, após uma primeira zona onde existe um decréscimo na razão de aumento da deformação permanente por ciclo, aparece uma segunda zona onde a razão do incremento começa a aumentar, conduzindo progressivamente à rotura do material.

Quadro 3.5: Relações entre a deformação axial permanente com o nível de tensão

Autor	Lei	Parâmetros
Lashine et al. (1971)	$\varepsilon_1^p = a \frac{q}{\sigma_3}$	$\varepsilon_1^p(N_{ref})$ : deformação axial permanente acumulada a partir de $N_{ref}$ ciclos;
Barksdale (1972)	$\varepsilon_1^p = \frac{q/a\sigma_3^b}{1 - \left[ \frac{R_f q(1 - \sin \phi)}{2(C \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} \right]}$	$\varepsilon_1^{p0}$ : deformação dos $N_0$ primeiros ciclos; $\varepsilon_s^p$ : deformação permanente de corte acumulada após N ciclos;
Shenton (1974)	$\varepsilon_1^p = k \left( \frac{q_{max}}{\sigma_3} \right)^a$	$\varepsilon_{0.95S}$ : deformação a 95% da tensão estática máxima;
Pappin (1979)	$\varepsilon_s^p = f_n(N)L \left( \frac{q}{p} \right)^{2.8}$	$\varepsilon_{1,ult}^p$ : deformação axial permanente última;
Lentz e Baladi (1981)	$\varepsilon_1^p = \varepsilon_{0.95S} \ln \left( 1 - \frac{q}{S} \right)^{-0.15} + \ln(N) \left[ \frac{n(q/S)}{1 - m(q/S)} \right]$	$p_a$ : tensão de referência; $R_f$ : relação entre $q$ e o $q$ na rotura; $L$ : comprimento da trajectória das tensões $\sqrt{p^2 + q^2}$
Paute et al. (1994)	$\varepsilon_1^{p*} = f(N) \frac{\frac{q}{(p + p^*)}}{b \left( m - \frac{p}{(p + p^*)} \right)}$	$f(N)$ : lei entre $\varepsilon_1^p$ e $N$ ;
Nishi et al. (1994)	$\varepsilon_{1,ult}^p = K \frac{q^a}{p^b}$	$f_n(N)$ : factor de forma função de $N$ ; $m$ : inclinação da recta de rotura;
Lekarp e Dawson (1998)	$\frac{\varepsilon_1^p(N_{ref})}{(L/p_0)} = a \left( \frac{q}{p} \right)^b$	$C$ : coesão; $L_{max}$ : comprimento máximo da trajectória das tensões;
Gidel et al. (2001)	$\varepsilon_1^{p*} = \varepsilon_1^{p0} \left[ 1 - \frac{N}{N_0} \right]^{-B} \left( \frac{L_{max}}{p_a} \right)^n \frac{1}{m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}}}$ , com $N > N_0$	$s$ : ordenada na origem da linha de rotura do material; $S$ : tensão estática máxima; $\phi$ : ângulo de atrito interno; $a, b, n, k, K, C$ : parâmetros do modelo

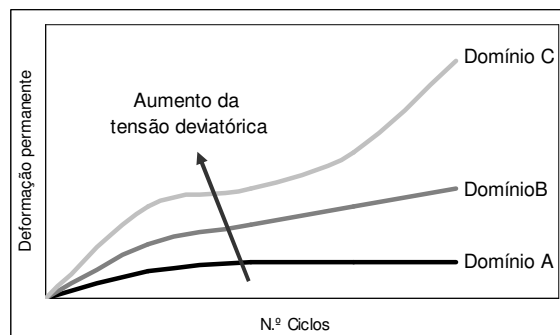


Figura 3.12: Diagrama esquemático sobre a influência do número de ciclos e do nível de tensão no comportamento às deformações permanentes (adaptado de Werkmeister, 2003)

A recente norma europeia relativa a ensaios triaxiais cíclicos para materiais granulares (EN 13286 – 7 2004) baseando-se na experiência Alemã (Werkmeister et al. 2002) sugere que o valor de deformação  $\varepsilon_p^1(5000) - \varepsilon_p^1(3000) = 0,045 \times 10^{-3}$  define o limite de *shakedown* plástico para materiais granulares quando usados nas camadas estruturais dos pavimentos e o valor de deformação  $\varepsilon_p^1(5000) - \varepsilon_p^1(3000) = 0,4 \times 10^{-3}$  define o limite de cedência plástico. A mesma norma descreve o procedimento de ensaio a realizar para a determinação destes dois limites, que são utilizados para determinar o desempenho dos materiais quanto à evolução das deformações permanentes.

Refira-se que o limite de *shakedown* plástico delimita a zona de tensões a partir das quais o material deixa de ter um comportamento estável, isto é estabilização das deformações permanentes após a aplicação de alguns ciclos (Domínio A) e começa a haver a rotura a um elevado número de ciclos (Domínio B). O limite de cedência plástico delimita a zona de tensões a partir das quais há rotura do material para um baixo número de cargas cíclicas (Domínio C)

### 3.3.3. Rotação das tensões principais

Nos pavimentos os materiais são sujeitos ao movimento dos rodados dos veículos que provocam uma rotação das direcções principais da tensão, como se pode verificar do esquema apresentado na Figura 3.13. Esta rotação das tensões principais é outro factor muito importante para a acumulação das deformações permanentes. Os estudos realizados por Thom (1988), Chan (1990) e Thom e Dawson (1993) mostraram que as deformações permanentes aumentam significativamente quando se aplica a rotação das tensões principais.

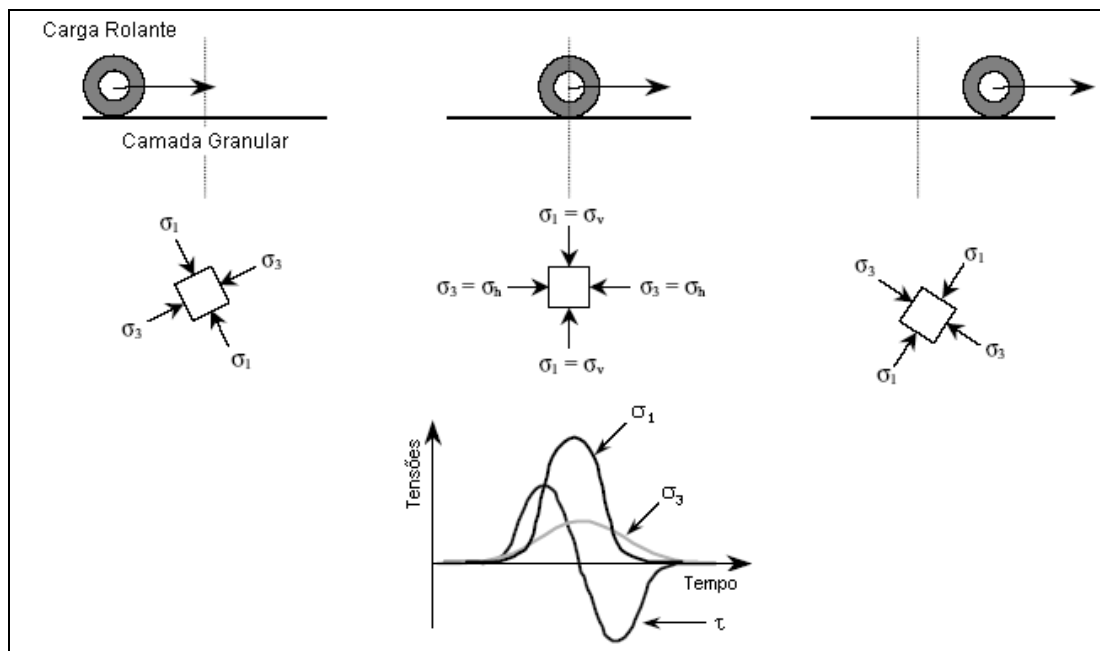


Figura 3.13: Tensões produzidas pelo movimento dos rodados nas camadas granulares dos pavimentos (adaptada de Gidel, 2001)



Resultados similares foram obtidos por Hornych et al. (2000), numa experiência realizada em campo onde compararam os resultados obtidos das deformações permanentes produzidas pelo movimento do rodado dos veículos e de uma carga estática (placa circular). Ambas as cargas têm o mesmo nível de tensão aplicado e a mesma duração. Dos resultados observaram que o movimento dos rodados dos veículos produziram cerca de duas vezes mais deformações permanentes do que a carga estática.

Refira-se, contudo, que as solicitações triaxiais cíclicas utilizadas em laboratório não são mais do que uma representação simplificada do carregamento dos materiais granulares nos pavimentos em que esta rotação não é simulada. Os ensaios em laboratório que permitem a reprodução da rotação das tensões são os ensaios de corte cíclico e os ensaios de torção sobre cilindros ocios. Contudo, a utilização destes ensaios só é possível, normalmente, em materiais granulares finos em que a dimensão máxima das partículas é inferior a 5mm. Dado que os ensaios triaxiais são os mais utilizados para caracterizar o comportamento às deformações permanentes dos materiais granulares, e estes não simulam a rotação das tensões, os resultados sobre esta influência não são muito abundantes.

### 3.3.4. História das tensões

Para estudar a influência da história das tensões Brown e Hyde (1975) realizaram ensaios TCV para cinco níveis de tensão e um ensaio com um único nível de tensão, correspondente ao último patamar de carga do ensaio TCV. Constataram que a deformação permanente axial acumulada ao fim do ensaio é mais elevada para os ensaios com um único nível de tensão (ver Figura 3.14). Ainda no mesmo ano, Monismith (1975), referido por Brecciaroli e Kolisoja (2006), realizou ensaios triaxiais cíclicos a TCC para três níveis de tensão de 2000 ciclos cada. Ao fazer variar a ordem de aplicação dos níveis de tensão verificou que se os níveis de tensão mais elevados forem aplicados em primeiro lugar, as deformações permanentes finais são mais elevadas. Na Figura 3.15 apresentam-se os resultados obtidos por Monismith (1975).

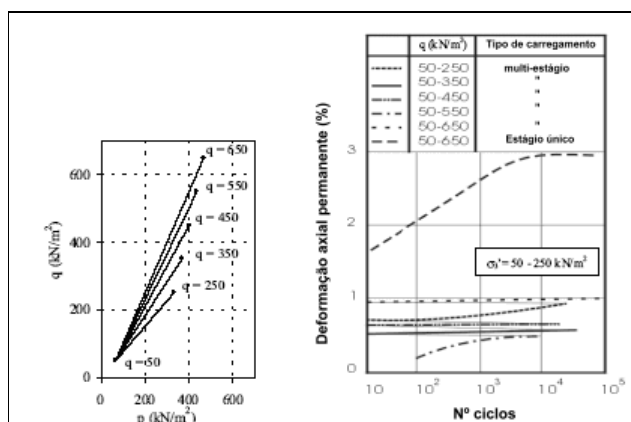


Figura 3.14: Influência da história do carregamento na deformação permanente (adaptada de Brown e Hyde, 1975)

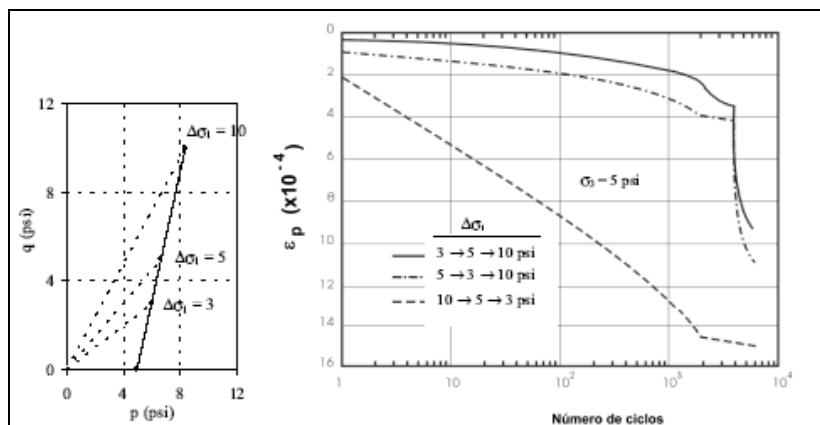


Figura 3.15: Influência da história do carregamento na deformação permanente (adaptado de Monismith, 1975, adaptada de Brecciaroli e Kolisoja, 2006)

Gidel (2001) ao realizar ensaios triaxiais cíclicos com cinco níveis de tensão, sobre um material granular, verificou que desde que a relação  $q/p$  permaneça constante ao longo do ensaio, as deformações permanentes axiais e radiais obtidas após a aplicação dos cinco níveis de tensão ou apenas para um único nível de tensão conduzem, a valores finais de deformação semelhantes, como se pode verificar da Figura 3.16.

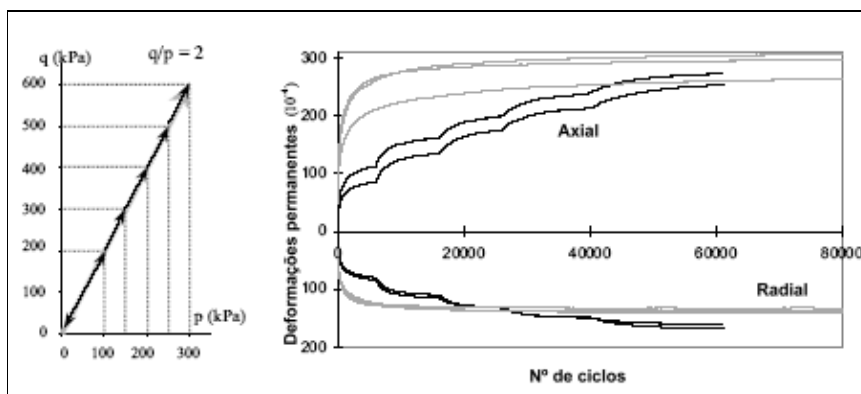


Figura 3.16: A não influência da história das tensões de carregamento quando a relação  $p/q$  é constante (adaptada de Gidel, 2001)

### 3.3.5. Compacidade

Da bibliografia consultada verifica-se que o efeito da compacidade é um dos factores mais importantes que influenciam o comportamento a longo prazo dos materiais granulares e por conseguinte o desenvolvimento das deformações permanentes (Holubec, 1969, Barksdale, 1972, Allen, 1973, Marek, 1977, Thom e Brown, 1988, Barksdale, 1991). De uma forma sucinta pode dizer-se que a resistência às deformações permanente sob um carregamento repetido aumenta com o aumento da compacidade, ou seja, o aumento da compacidade diminui a deformação permanente (Barksdale, 1972, Allen, 1973, Thom, 1988, Gomes Correia, 2000).

Refira-se como exemplo o estudo realizado por Barksdale (1972) que verificou dos seus ensaios que a deformação permanente axial foi cerca de duas vezes superior quando as amostras são compactadas a 95% da massa volúmica seca máxima relativamente ao óptimo do ensaio Proctor modificado, comparativamente a amostras compactadas a 100%. Na Figura 3.17 apresentam-se os resultados obtidos por Gomes Correia (2000) para as deformações permanentes, num granito com 5% de finos, para diferentes graus de compactação das amostras as quais foram compactadas para um teor em água cerca de 2% abaixo do óptimo.

O aumento do grau de compactação do material reduz o índice de vazios,  $e$ , e aumenta o número de contactos entre os grãos. O que faz com haja um aumento da resistência às deformações permanentes. O efeito da compactidade nas deformações permanentes do material pode ser facilmente explicada qualitativamente através de considerações realizadas a nível da partícula: no material denso as partículas têm vários pontos de contacto com as partículas adjacentes (Figura 3.18). Assim, quando se sujeita o material a uma carga externa, quanto maior for o número de contactos das partículas, menores são as forças exercidas num único ponto de contacto e consequentemente as deformações são pequenas.

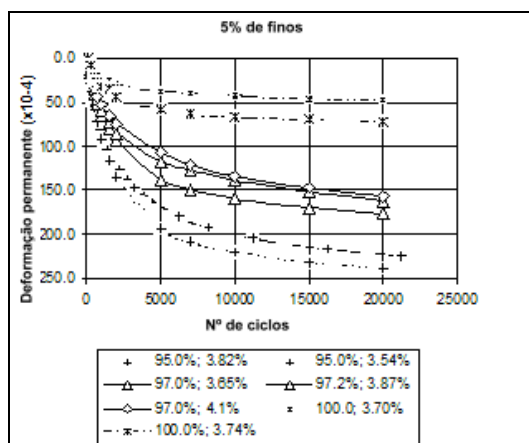


Figura 3.17: Influência da compactidade (expressa pelo grau de compactação) nas deformações permanentes (adaptada de Gomes Correia, 2000)

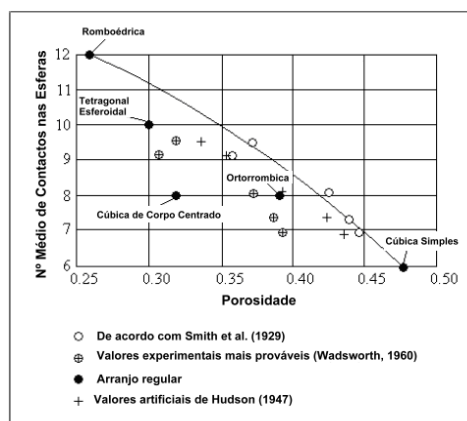


Figura 3.18: Dependência do número de contactos das partículas na porosidade, para partículas esféricas com diferentes arranjos (adaptada de Cumberland e Crawford, 1987)

Um outro aspecto relacionado com a compacidade dos materiais é a técnica utilizada na compactação dos provetes. O estudo da influência da técnica de compactação dos provetes para ensaios triaxiais foi realizado por diversos investigadores (Galjaard et al., 1996, Van Niekerk et al., 2000, Hoff, 2004). Dos estudos realizados os autores concluíram que o método de compactação influencia significativamente o comportamento dos materiais granulares às deformações permanentes, como mostram os resultados apresentados por Galjaard et al. (1996), apresentados na Figura 3.19.

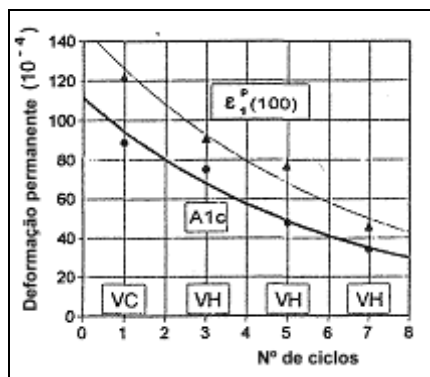


Figura 3.19: Deformação permanente em função do número de camadas utilizadas na compactação dos provetes - VC: Vibrocompactação; VH: Martelo vibrante (adaptada de Galjaard et al., 1996)

### 3.3.6. Teor em água

A presença da água tem um efeito complexo no comportamento de deformação dos materiais granulares. A magnitude de influência depende não só do teor em água mas também da curva granulométrica dos materiais e da composição mineralógica dos agregados (Kolissoja, 1997). A presença da água influencia a resistência ao corte dos materiais. Baixos graus de saturação têm uma influência positiva na resistência do comportamento tensão/deformação dos materiais granulares, mesmo quando a dimensão máxima das partículas é relativamente elevada. Contudo quando o teor em água se aproxima da saturação, podem desenvolver-se pressões intersticiais sob a aplicação rápida das cargas resultando na diminuição da resistência às deformações permanentes do material. Este tipo de comportamento foi observado por vários investigadores quer em experiências realizadas em campo quer em laboratório.

Paute et al. (1994) e Hornych et al. (1998) estudaram a sensibilidade à água de cascalhos provenientes de rochas calcárias e eruptivas. Dos seus estudos concluíram que as deformações permanentes aumentam significativamente quando o teor em água aumenta, particularmente para elevados graus de saturação. Verificaram ainda que esta influência depende da natureza mineralógica dos materiais. A Figura 3.20 apresenta resultados de ensaios obtidos sobre diversos materiais granulares, relativos à evolução do valor de  $\epsilon_{1c}$  (que representa a deformação permanente axial característica) em função do teor em água. Desta

figura verifica-se que a evolução da deformação permanente em função do teor em água é não linear.

O efeito do teor em água torna-se mais importante no caso de materiais pouco permeáveis. A combinação de elevados graus de saturação e baixa permeabilidade conduz a um excesso de pressão intersticial o que causa uma redução da tensão efectiva e consequentemente valores baixos de rigidez e baixa resistência às deformações (Haynes e Yoder, 1963, Barksdale, 1972, Maree et al., 1982, Thom e Brown, 1987, Dawson et al., 1996). Na Figura 3.21 apresentam-se os resultados obtidos por Dawson (1990) através de ensaios triaxiais drenados e não drenados.

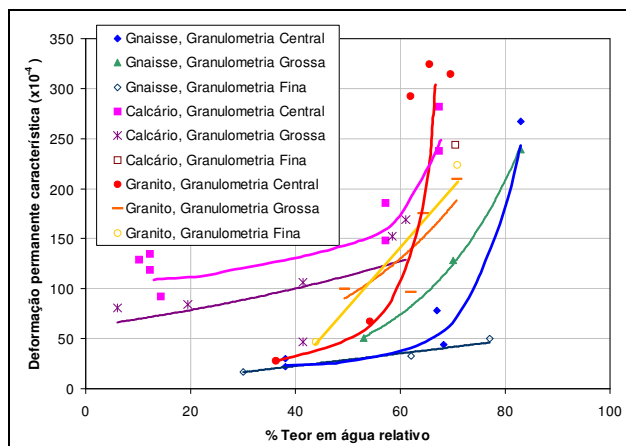


Figura 3.20: Evolução da deformação permanente característica em função do teor em água para diferentes materiais granulares (adaptada de Hornych et al., 1998)

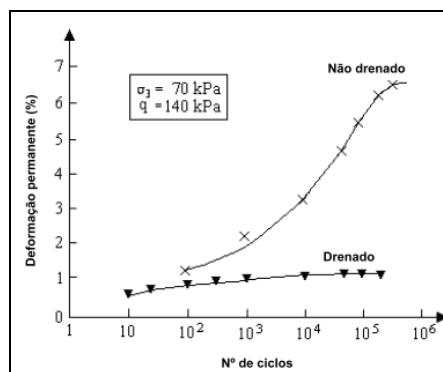


Figura 3.21: Influência da drenagem no desenvolvimento das deformações permanentes (adaptado de Dawson, 1990)

### 3.3.7. Influência da granulometria

A influência do parâmetro  $n$  da curva de Fuller, e da compacidade dos materiais granulares na percentagem das deformações permanentes foi estudada por Thom e Brown (1988). A Figura 3.22 apresenta os resultados de ensaios realizados sobre um agregado calcário obtidos por Thom e Brown (1988). Os resultados mostram que a gradação dos materiais têm uma maior

influência na deformação permanente quando os materiais se encontram bem compactados. Nestas situações, amostras muito densas, à medida que o parâmetro n, das curvas de Fuller e Thompson, aumenta as deformações permanentes diminuem.

Para além do parâmetro n da curva de Fuller, há também outros parâmetros relacionados com a granulometria, nomeadamente a percentagem em finos dos materiais granulares e a dimensão máxima das partículas, que influenciam a evolução das deformações permanentes. De seguida apresentam-se os efeitos destas duas grandezas no comportamento dos materiais às deformações permanentes.

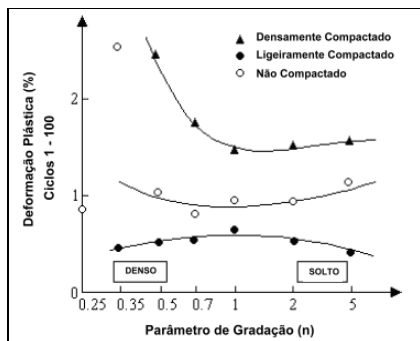


Figura 3.22: Influência da granulometria e da compactação na deformação plástica (adaptada de Thom e Brown, 1988)

### 3.3.7.1. Percentagem em finos

O efeito da percentagem dos finos foi investigada por diversos autores, (Barksdale, 1972, Thom e Brown, 1988, e Barksdale, 1991), e dos resultados dos ensaios que obtiveram concluíram que as deformações permanentes dos materiais granulares aumentam com o aumento da percentagem em finos. Barksdale (1972) nos seus ensaios verificou que um aumento na percentagem dos finos conduz a deformações permanentes significativamente mais elevadas. Além disso, verificou ainda que a influência da percentagem em finos nas deformações permanentes é maior para níveis elevados de tensão. Na Figura 3.23 apresentam-se os resultados obtidos por Barksdale (1972). Resultados similares foram também obtidos por Thom (1988), Kolisoja (1998) e Belt et al. (1997).

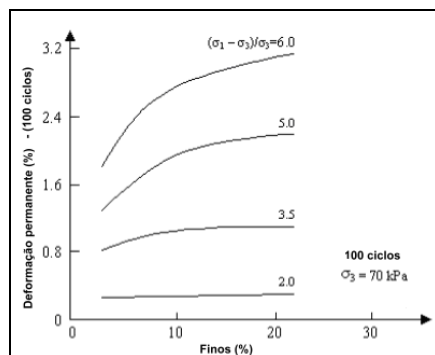


Figura 3.23: Influência da % de finos nas deformações permanentes (adaptado de Barksdale, 1972)

### 3.3.7.2. Dimensão máxima das partículas

Da bibliografia consultada verifica-se que quanto maior for a dimensão máxima das partículas menor serão as deformações (Hoff 1999).

A Swedish Road Administration estudou as propriedades de deformação para agregados britados grosseiros, utilizados em camadas de base, onde a dimensão máxima das partículas variou de 90 a 300mm (Korkiala-Tanttu, 2008). Na Figura 3.24 apresentam-se a profundidade das rodeiras com o número de passagens. Como se pode verificar da figura as camadas de base em material mais grosseiro deformam menos do que as construídas com material mais fino.

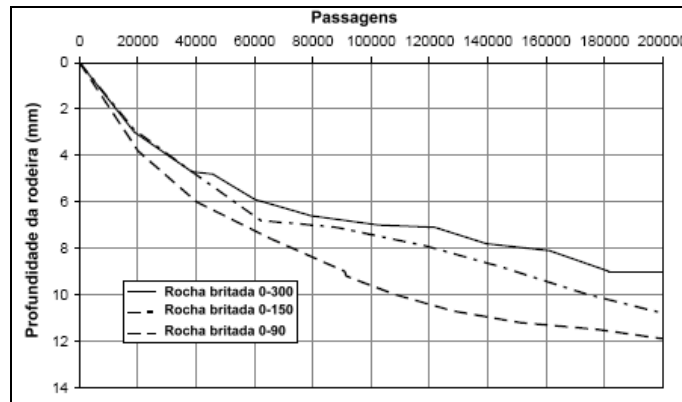


Figura 3.24: Influência da dimensão máxima das partículas na formação das rodeiras (adaptado de Korkiala-Tanttu, 2008)

### 3.3.8. Mineralogia

Hornych et al. (1993) estudou o comportamento de três agregados, dois calcários e um granito. Verificou que para condições idênticas de colocação em obra e de solicitação, as deformações medidas são significativamente diferentes. A evolução das deformações permanentes axiais e radiais obtidas para estes 3 materiais estão apresentadas na Figura 3.25.

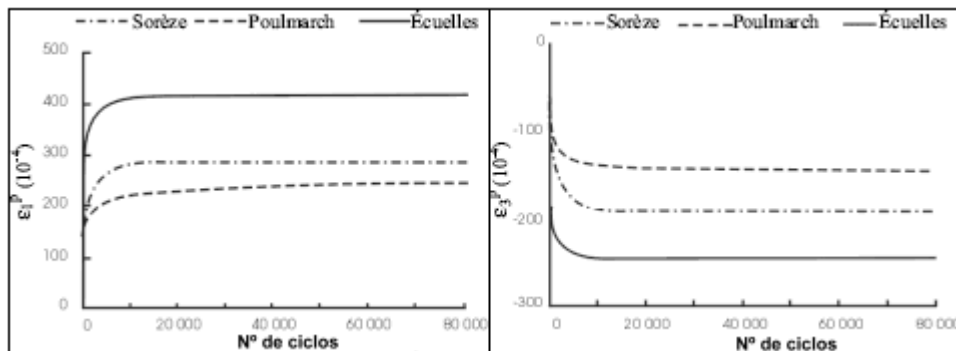


Figura 3.25: Influência da natureza mineralógica na evolução das deformações axiais e radiais (Hornych et al. 1993)

Estudos realizados por Paute et al. (1994) sobre 29 cascalhos mostraram igualmente a influência da natureza mineralógica no comportamento mecânico. Dos seus estudos concluíram que a dureza dos agregados não é suficiente para comparar os desempenhos dos materiais granulares, e que é necessário ter em conta a natureza mineralógica do material (ver Figura 3.9).

A mineralogia influencia a forma das partículas, a rugosidade da superfície e também a qualidade da fracção fina e a sensibilidade à água e isto pode conduzir a diferenças significativas no comportamento mecânico dos materiais granulares. Assim, a resistência às deformações permanentes dos agregados britados depende da sua proveniência e possivelmente do processo de britagem (Kolisoja, 1997).

### **3.3.9. Morfologia das partículas**

A morfologia das partículas tem também uma forte influência na resistência às deformações permanentes. As investigações realizadas nesta área mostram que os cascalhos rolados (materiais aluvionares) apresentam baixa resistência às deformações permanentes.

Allen (1973) comparou o desenvolvimento das deformações permanentes sob um carregamento repetitivo em amostras de agregados britados e não britados de calcário. Observou que para a mesma compactação as deformações permanentes no agregado britado são muito inferiores às verificadas nos agregados não britados. Concluiu então, que a evolução das deformações permanentes, para a mesma compactação, está relacionada com as características de superfície dos agregados. As partículas de agregado britados são mais ásperas e mais angulares e por isso exibem um ângulo de resistência ao corte maior devido a um melhor imbricamento das partículas. Consequentemente, materiais angulares produzem deformações plásticas inferiores quando comparados com materiais com partículas mais roladas.

Também Barksdale e Itani (1989) estudaram a influência da forma dos agregados (rolados ou angulosos) no comportamento às deformações permanentes dos materiais granulares. Dos resultados verificou igualmente que os agregados de grão angular apresentam uma maior resistência às deformações permanentes.

## **3.4. CONCLUSÕES**

Do estudo bibliográfico realizado neste capítulo, quanto á influencia dos vários factores no comportamento às deformações reversíveis pode-se concluir que o nível da tensão aplicado é um dos factores que mais influencia tem no comportamento reversível dos materiais granulares. O módulo reversível aumenta bastante com a tensão de confinamento e com a soma das tensões principais, mas aumenta ligeiramente com o aumento da tensão de desvio. No entanto, se não são geradas deformações plásticas excessivas o módulo reversível não é praticamente afectado pela amplitude da tensão de desvio aplicada. Também o coeficiente de



Poisson dos materiais granulares aumenta com o aumento da tensão de desvio (ou tensão vertical) e diminui com a diminuição da tensão de confinamento. Contudo, a relação não é tão simples como no caso do módulo reversível.

Quanto á influencia do teor em água no módulo reversível verifica-se que este diminui com o aumento do teor em água, especialmente para elevados graus de saturação e o coeficiente de Poisson diminui com o aumento do teor em água.

Quanto ao impacto da compactidade na resposta reversível dos materiais granulares verificou-se que o módulo reversível geralmente aumenta com o aumento da compactidade.

A granulometria tem um efeito indirecto no comportamento reversível dos materiais granulares pelo controlo do impacto do teor em água e da compactidade do material.

A história das tensões, duração de aplicação da carga e a frequência do carregamento tem pouca ou nenhuma influência no comportamento reversível dos materiais granulares.

Quanto às deformações permanentes da bibliografia consultada pode-se concluir que o nível de tensão é um dos factores mais importantes que afectam o desenvolvimento das deformações permanentes dos materiais granulares sob carregamentos cíclicos. A amplitude das deformações permanentes desenvolvidas depende fortemente do nível de tensão e aumenta com o aumento da tensão de desvio e diminuição da tensão de confinamento.

Verificou-se também que o número de cargas cíclicas é também um dos factores mais importantes a considerar na análise do comportamento a longo prazo dos materiais granulares sujeitas a cargas repetidas. E estas são desenvolvidas sobretudo nos primeiros carregamentos.

Dos estudos realizados verificou-se ainda que a deformação permanente é claramente dependente da história das tensões. A deformação permanente resultante de um sucessivo aumento no nível de tensão é consideravelmente mais pequeno do que a deformação produzida quando os níveis de tensão mais elevados são aplicados directamente. Contudo, do ponto de vista prático este fenómeno não tem muita importância, nos pavimentos e vias férreas, porque as cargas aplicadas não são caracterizadas por este aumento sucessivo. Verificou-se ainda que quando a relação  $p/q$  se mantém constante ao longo do ensaio a história das tensões não influencia o comportamento do material às deformações permanentes.

A combinação de elevados graus de saturação e baixa permeabilidade devido a uma drenagem insuficiente conduz ao excesso de pressão intersticial, diminui a tensão efectiva e consequentemente diminui a rigidez e diminui a resistência às deformações. O risco do desenvolvimento do excesso de pressão aumenta se o material é exposto a súbitas variações nas condições de carregamento.

A compactidade é um outro parâmetro que influencia grandemente o comportamento às deformações permanentes dos materiais granulares. A resistência às deformações permanentes sob carregamentos repetidos aumenta com o aumento da compactidade e diminui com o aumento da percentagem de finos. A forma dos grãos aparentemente afecta mais significativamente o comportamento de agregados de granulometria mais grossa.

## **4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS. CARACTERIZAÇÃO CORRENTE DOS MATERIAIS EM ESTUDO**

### **4.1. INTRODUÇÃO**

Dado ser muito recente a utilização dos materiais alternativos em construções de infraestruturas de transporte e obras geotécnicas, as especificações técnicas existentes, na sua maioria de natureza empírica, ainda continuam fortemente associadas às propriedades obtidas com os materiais naturais. Como se constatou no Capítulo 2 na Secção 2.11, nestes casos, os materiais alternativos têm que respeitar os mesmos requisitos que os materiais naturais. Contudo, vem-se observando que os materiais alternativos não devem ser estudados através de ensaios empíricos e correlações desenvolvidas para materiais naturais uma vez que, não prevêem correctamente o seu comportamento, quando colocados em obra.

Assim, no sentido de avaliar a viabilidade técnica de utilização dos agregados processados das escórias, produzidas pela Siderurgia Nacional, na construção de infraestruturas viárias e obras geotécnicas, implementou-se, em laboratório, um vasto programa experimental para estudar as propriedades ambientais, as quais são relevantes para os materiais não naturais, e as propriedades de engenharia (geométricas, físicas, mecânicas).

Neste capítulo apresenta-se a metodologia de estudo adoptada para a caracterização laboratorial dos materiais em estudo. Faz-se uma breve descrição dos ensaios mecanicistas realizados para avaliar o desempenho mecânico dos materiais e respectivo procedimento, bem como, a preparação dos provetes. Apresenta-se também o procedimento de ensaio utilizado no estudo paralelo efectuado, relativo à influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade. Finalmente, apresentam-se as propriedades químicas/ambientais, mineralógicas, granulométricas, físicas e mecânicas correntes obtidas para cada um dos materiais em estudo.

## 4.2. METODOLOGIA ADOPTADA PARA A CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os materiais em estudo são os agregados processados das escórias produzidas pela Siderurgia Nacional (SN) da Maia e do Seixal e dois materiais naturais, nomeadamente um *Agregado Granítico* e um *Saibro Granítico*. Os agregados processados das escórias provenientes da siderurgia do Seixal são designados neste trabalho por *Escória do Seixal* e os agregados processados das escórias provenientes da Siderurgia da Maia, são designados por *Escória da Maia*. Dado que aquando da realização do trecho experimental, no qual foram utilizados os agregados processados da escória produzidos na Siderurgia da Maia, se verificou que o agregado apresentava uma granulometria diferente da estudada inicialmente em laboratório, o novo material foi também submetido a um programa de ensaios, e é designado neste trabalho por *Escória do Trecho*.

A metodologia adoptada para a caracterização dos materiais em estudo envolveu a realização de vários ensaios para se determinarem as diferentes propriedades, nomeadamente químicas e ambientais, mineralógicas e de engenharia (geométricas, físicas e mecânicas). Os ensaios efectuados para determinar as propriedades químicas e ambientais dos agregados processados das escórias, bem como as propriedades mineralógicas foram realizados no Centro para a Valorização de Resíduos (CVR) e os ensaios, micro-Deval, compressão unidimensional em provetes de 500mm de diâmetro e triaxial saturado consolidado drenado, em provetes de 300mm de diâmetro foram realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Os restantes ensaios foram realizados na secção de Geotecnia, do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho (LEC-UM).

### 4.2.1. Escória da Maia

Com o objectivo de avaliar a viabilidade técnica de utilização dos agregados processados das escórias nacionais, muito em particular as produzidas pela SN da Maia, na construção de infraestruturas viárias e obras geotécnicas, implementou-se, em laboratório, um vasto programa experimental para estudar as propriedades: químicas/ambientais (composição química do material e do lixiviado, perda ao rubro e teor em sulfato de magnésio), mineralógicas, geométricas (granulometria, índice de achatamento,  $FI$ , e índice de forma,  $SI$ ) e físicas (equivalente de areia,  $EA$ , valor de azul de metileno,  $VBS$ , limites de Atterberg designadamente, o limite de liquidez,  $LL$ , e de plasticidade,  $LP$ , densidade das partículas,  $G_s$ , massas volúmicas,  $\rho$ , e absorção de água,  $Abs$ ). Determinaram-se ainda as propriedades mecânicas utilizando ensaios correntes, empíricos, (resistência à fragmentação - Los Angeles,  $LA$ , resistência ao desgaste - micro-Deval,  $MDe$ , carga pontual, esmagamento, desgaste em meio aquoso, fragmentalidade, degradabilidade, compactação Proctor normal/CBR (Índice de Suporte Californiano) e compactação Proctor modificado/CBR) e ensaios mecanicistas (ensaio de compressão unidimensional em provetes de 500mm de diâmetro, ensaio triaxial saturado consolidado drenado em provetes de 300mm de diâmetro, resistência ao corte em compressão

triaxial em provetes de 150mm de diâmetro, triaxial cíclico de muito pequena amplitude e de curta duração, isto é, envolvendo um pequeno número de ciclos e triaxial cíclico de longa duração, isto é envolvendo um grande número de ciclos, em provetes de 150mm de diâmetro).

O principal objectivo do estudo das propriedades de engenharia é o de comparar os valores obtidos com os valores que constam das especificações técnicas das Estradas de Portugal, e avaliar a viabilidade técnica de utilização do agregado processado da escória produzida na Siderurgia da Maia em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas. Para além disso, também se pretende comparar o desempenho mecânico dos agregados processados das escórias quando se utilizam os ensaios correntes e os ensaios mecanicistas. Quanto às propriedades químicas e ambientais, as quais são muito importantes para estes materiais, o principal objectivo foi o de avaliar o potencial risco poluente destes materiais.

#### **4.2.2. Escória do Trecho**

Os agregados utilizados na construção do trecho experimental, designados de *Escória do Trecho*, também produzidos na SN da Maia, foram submetidos a um programa experimental mais sucinto do que o realizado nos agregados processados da *Escória da Maia*. Nestes agregados estudaram-se as propriedades geométricas, nomeadamente a granulometria, índice de achatamento e índice de forma. As propriedades físicas estudadas foram o valor de azul de metileno, limites de Atterberg, densidade das partículas, massas volúmicas e absorção de água. Determinaram-se também as propriedades mecânicas através da realização dos ensaios, compactação Proctor modificadas/CBR e resistência ao corte em compressão triaxial e triaxial cíclico de curta duração, em provetes de 150mm de diâmetro.

#### **4.2.3. Escória do Seixal**

Com o objectivo de avaliar a viabilidade técnica de utilização dos agregados siderúrgicos produzidos na Siderurgia do Seixal, designados por *Escória do Seixal*, na construção de infraestruturas viárias e obras geotécnicas, estudaram-se as propriedades: químicas/ambientais (composição química do material, perda ao rubro e teor em sulfato de magnésio); mineralógicas; geométricas (granulometria, índice de achatamento e índice de forma); físicas (equivalente de areia, valor de azul de metileno, limites de Atterberg designadamente, o limite de liquidez e de plasticidade, densidade das partículas, massas volúmicas e absorção de água); e mecânicas utilizando ensaios empíricos (Los Angeles, micro-Deval, compactação Proctor modificado/CBR) e ensaios mecanicistas (triaxial cíclico de curta duração, em provetes de 150mm de diâmetro).

O principal objectivo do estudo das propriedades de engenharia foi o de comparar, por um lado, os valores obtidos com os valores que constam das especificações técnicas das Estradas de Portugal, e avaliar a viabilidade técnica de utilização da *Escória do Seixal* em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas e por outro lado, o desempenho mecânico da

*Escória do Seixal* quando se utilizam os ensaios correntes e os ensaios mecanicistas. Para além disso, também se pretendeu comparar, as propriedades obtidas para os agregados processados das escórias produzidas nas duas siderurgias (Maia e Seixal).

#### **4.2.4. Agregado Granítico**

Com o objectivo de, por um lado, caracterizar o *Agregado Granítico* utilizado na construção do Trecho experimental e por outro lado, de comparar as suas propriedades com as obtidas nos agregados processados das escória nacionais (Maia e Seixal) determinaram-se em laboratório as suas propriedades geométricas, físicas e mecânicas. As propriedades geométricas referem-se a granulometria, índice de achatamento e índice de forma. Quanto às propriedades físicas determinaram-se o Equivalente de Areia, o valor de azul de metileno, limites de Atterberg, densidade das partículas, massas volúmicas e absorção de água. Determinam-se ainda as propriedades mecânicas utilizando ensaios empíricos (resistência à fragmentação e ao desgaste e compactação Proctor modificado/CBR) e ensaios mecanicistas (resistência ao corte em compressão triaxial e triaxial cíclico de curta duração, em provetes de 150mm de diâmetro).

A análise granulométrica, densidade das partículas, limites de Atterberg, Proctor modificado/CBR, e ensaios triaxiais foram realizados na Secção de Geotecnia do LEC-UM. Os restantes resultados dos ensaios foram facultados pela empresa Cândido José Rodrigues (CJR).

#### **4.2.5. Saibro Granítico**

A metodologia de estudo realizada para a caracterização do *Saibro Granítico*, utilizado na construção do Trecho experimental, refere-se ao estudo em laboratório das suas propriedades geométricas, físicas e mecânicas, nomeadamente, granulometria, equivalente de areia, valor de azul de metileno, limites de Atterberg, densidade das partículas, compactação Proctor modificado/CBR, resistência ao corte em compressão triaxial em provetes de 100mm de diâmetro e triaxial cíclico de curta duração, em provetes de 150mm de diâmetro. Em laboratório realizou-se ainda a sua caracterização ambiental através de um ensaio de lixiviação, cujo objectivo foi o de permitir a comparação da sua composição com a dos lixiviados recolhidos em obra.

### **4.3. ENSAIOS MECANICISTAS REALIZADOS PARA ESTUDAR O COMPORTAMENTO MECÂNICO**

Como se pode verificar na secção 4.2.1, os ensaios mecanicistas realizados para estudar o comportamento mecânico da *Escória da Maia* foram os ensaios, de compressão unidimensional em provetes de 500mm de diâmetro, triaxial saturado consolidado drenado em provetes de 300mm de diâmetro, resistência ao corte em compressão triaxial e triaxiais cíclicos de curta e longa duração em provetes de 150mm de diâmetro. De agora em diante os ensaios triaxiais saturado consolidado drenado em provetes de 300mm de diâmetro e de resistência ao

corde em compressão triaxial em provetes de 150mm de diâmetro serão designados por ensaio triaxiais convencionais de muito grande e grande dimensão, respectivamente.

O estudo mecanicista da *Escória do Trecho*, da *Escória do Seixal* e do *Agregado Granítico* envolveu a realização de ensaios triaxiais clássicos e triaxial cíclico de curta duração, em provetes de 150mm de diâmetro. Para o estudo do Saibro Granítico realizam-se ensaios triaxiais convencionais, em provetes de 100mm de diâmetro (designados neste trabalho também por ensaios triaxiais convencionais de pequenas dimensões), e cíclico de curta duração, em provetes de 150mm.

#### 4.3.1. Ensaio triaxial convencional

O ensaio triaxial convencional permite determinar as características de resistência (coesão e ângulo de atrito interno) e deformabilidade dos materiais. Dado que nestes ensaios as deformações são determinadas através de medidas externas, as características de deformabilidade só são obtidas para níveis de deformações superiores a  $10^{-3}$ .

##### 4.3.1.1. Equipamento

Para o estudo das características mecânicas dos diferentes materiais utilizaram-se câmaras triaxiais com diferentes dimensões. Com a câmara triaxial de muito grande dimensão, designada de T30, podem ser realizados ensaios triaxiais sobre provetes cilíndricos de 300mm de diâmetro e 700mm de altura. Com a câmara triaxial de grande dimensão, designada de T15, podem ser realizados ensaios triaxiais sobre provetes cilíndricos de 150mm de diâmetro e 300mm de altura. A Figura 4.1a) e a Figura 4.1b) mostram uma fotografia das câmaras triaxiais de muito grande e grande dimensão, respectivamente, que foram utilizadas neste trabalho. Utilizou-se ainda uma outra câmara triaxial de pequenas dimensões, designada T10, com a qual podem ser realizados ensaios triaxiais convencionais sobre provetes cilíndricos de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. Esta última câmara só foi utilizada no estudo do *Saibro Granítico*.

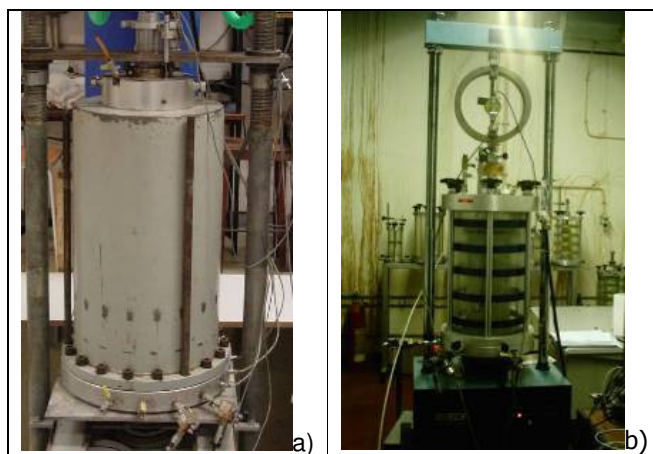


Figura 4.1: Câmaras triaxiais: a) T30 (LNEC); b) T15 (LEC-UM)

As câmaras triaxiais utilizadas neste trabalho foram equipadas com diferentes transdutores para se medirem as grandezas necessárias durante o ensaio, nomeadamente, deslocamentos axiais, variações volumétricas, carga aplicada e tensão de confinamento. Para a medição das deformações axiais, induzidas aquando do carregamento do provete, utilizaram-se transdutores de deslocamento externo tipo LVDT (*Linear Variable Deformation Transducer*). A força axial aplicada pela prensa foi medida através de uma célula de carga, no caso do ensaio triaxial convencional de muito grandes dimensões, e um anel de carga instrumentado com um LVDT, no caso do ensaio triaxial convencional de grande e pequena dimensão. Como medidores de pressão de confinamento e da variação do volume sofrido pelo provete utilizaram-se transdutores de pressão e medidores de volume, respectivamente.

#### 4.3.1.2. *Preparação dos provetes*

No caso dos ensaios triaxiais convencionais de grandes dimensões realizados sobre a *Escória da Maia*, a *Escória do Seixal*, a *Escória do Trecho* e o *Agregado Granítico*, atendendo à dimensão das câmaras triaxiais utilizadas (diâmetro dos provetes 150mm), seleccionou-se para ensaio apenas a fracção do material com dimensões inferiores a 19,1mm. No caso dos ensaios triaxiais convencionais de pequena dimensão realizados sobre o *Saibro Granítico* utilizou-se para o ensaio o material integral.

No caso da *escória da Maia* o material foi primeiramente esquartelado e truncado e depois colocado em estufa a 105°C, por um período suficiente para que estivesse seco. De seguida foi-lhe adicionada a água desejada e a amostra foi acondicionada por um período de 24 horas para que se estabeleça o equilíbrio hídrico. A compactação dos provetes foi realizada através de pilão vibrador.

No final de cada ensaio foi realizada uma análise granulométrica aos provetes ensaiados. Das curvas granulométricas obtidas constatou-se que mesmo havendo um esquartelamento cuidadoso havia uma ligeira dispersão nas curvas granulométricas ensaiadas, pelo que se optou nos restantes materiais (*Escória do Seixal*, *Escória do Trecho*, *Agregado Granítico* e *Saibro Granítico*), em se proceder primeiramente à separação do material em fracções granulométricas e de seguida colocar-se cada uma das fracções em estufa a 105°C, por um período suficiente para que estejam secas. Após a secagem do material procedeu-se à mistura das diferentes percentagens das fracções granulométricas de acordo com as curvas granulométricas de cada um dos materiais.

Tal como no caso da *Escória da Maia*, todas as amostras foram preparadas para um determinado teor em água, sendo acondicionadas durante um período de 24 horas. As dimensões de todos os provetes são de, aproximadamente, 150mm de diâmetro e 300mm de altura, no caso dos agregados siderúrgicos e *Agregado Granítico* e 100mm de diâmetro e 200mm de altura no caso do *Saibro granítico*.

No caso dos agregados processados das escórias foi necessária a utilização de uma membrana de látex no interior do molde de compactação, de modo a possibilitar o transporte

do provete do molde de compactação para a câmara triaxial. A aderência da membrana ao molde durante a compactação foi conseguida através da aplicação de vácuo.

A compactação de cada provete foi realizada em seis camadas, no caso dos agregados processados das escória e do *Agregado Granítico* e em quatro camadas, no caso do *Saibro Granítico*. A compactação foi realizada através de pilão vibrador sendo o tempo de vibrocompactação regulado pelo índice de vazios pretendido para cada provete.

No caso da confecção dos provetes submetidos ao ensaio triaxial convencional de muito grandes dimensões (provetes com 300mm de diâmetro), em geral, os procedimentos de manuseamento da *Escória da Maia*, construção dos provetes e montagem na câmara triaxial foram semelhantes aos que foram descritos no âmbito da realização dos ensaios triaxiais sobre o mesmo material, em provetes de 150mm de diâmetro. A compactação foi também realizada com pilão vibrador. Neste ensaio, atendendo à dimensão da câmara triaxial utilizada (diâmetro do provete 300mm), seleccionou-se para ensaio a fracção do material com dimensões inferiores a 50mm.

#### 4.3.1.3. Procedimento de ensaio para provetes de pequena e grande dimensão

Para a determinação das características de resistência e de deformabilidade da *Escória da Maia*, da *Escória do Trecho* e *Agregado Granítico* foram ensaiados três provetes, para cada um dos materiais, em condições consolidadas drenadas. Para cada um dos materiais, todos os provetes foram confeccionados de forma a apresentarem características iniciais idênticas (massa volúmica seca e teor em água). A dois dos provetes foi aplicado um procedimento multi-estágios. Isto é, a um deles aplicou-se primeiramente uma tensão de confinamento de 100kPa e esperou-se até que o material consolidasse. Após a consolidação aplicou-se ao material um carregamento triaxial de compressão em condições drenadas até se atingir a tensão de desvio máxima e, de seguida, procede-se à descarga do provete. Este procedimento foi repetido, para mais duas tensões de confinamento (200kPa e 300kPa). Na segunda fase do ensaio procedeu-se à saturação do provete e após a saturação aplicou-se um carregamento triaxial de compressão até que ocorreu a rotura. A velocidade do carregamento em todos os ensaios foi de 0,028mm/min.

Para a saturação dos provetes primeiro fez-se uma saturação parcial, isto é, deixou-se entrar água pela base do provete muito lentamente, até que esta começou a sair pelo topo. De seguida, aplicou-se vácuo de forma a extrair-se algum do ar que possa ter ficado retido entre os grãos. Por último, procedeu-se a um teste de saturação em rampa, ou seja, aumenta-se progressivamente a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) e a contrapressão ( $U$ ), havendo uma diferença entre as duas igual à tensão de consolidação. Os incrementos realizados foram de 20 em 20kPa e em alguns dos patamares fez-se a avaliação do parâmetro de Skempton,  $B$ . Nestes ensaios nunca se conseguiu obter um valor de  $B$  igual a 0,90. Contudo, para o tipo de ensaio efectuado, em condições drenadas, este facto não influencia a interpretação dos resultados.



Um segundo provete é sujeito ao mesmo procedimento de ensaio mas o primeiro estágio de tensão de confinamento aplicado é de 200kPa e o último é de 400kPa.

Um terceiro provete, após consolidado para uma tensão de confinamento de 300kPa, é submetido simplesmente a um ciclo de carga/descarga. Mais uma vez o critério de paragem da aplicação de carga foi o de se atingir o valor de pico para a tensão de desvio.

Com o procedimento de ensaio utilizado, nestes três provetes e em particular para os agregados processados das escórias, tenta-se, por um lado, verificar se o procedimento multi-estágios conduz, tal como acontece para os materiais naturais, a valores iguais aos obtidos com o procedimento usual, isto é, aplicação de um único estágio de carga, para cada nível de tensão de confinamento. Por outro, com a saturação dos provetes no último estágio de tensão de confinamento, tentou-se verificar se os provetes em condições saturadas ou não saturadas conduzem a valores próximos de tensão de desvio máxima, ou seja a influência da presença da água nas características de resistência do material.

De forma a se avaliar a evolução do índice de vazios com a tensão normal média, submeteu-se um quarto provete a um carregamento triaxial isotrópico. Assim, primeiramente consolidou-se o material para uma tensão de confinamento de 100kPa e repetiu-se este procedimento para as tensões de 200 e 300kPa.

Para o estudo do *Saibro Granítico* foram ensaiados dois provetes. Um deles foi submetido a um ensaio de compressão triaxial consolidado drenado, onde se aplicou o procedimento multi-estágios descrito acima, variando a tensão de confinamento de 100kPa até 400kPa. Num outro provete, tal como aconteceu nos outros materiais, avaliou-se a evolução do índice de vazios com a tensão normal média, consolidando o provete para as tensões de confinamento de 100, 200 e 300kPa.

#### 4.3.1.4. Procedimento de ensaio para os provetes de muito grande dimensão

O ensaio triaxial convencional em provetes de muito grande dimensão só foi realizado sobre a *Escória da Maia*. Para este estudo foram ensaiados três provetes e foi aplicado a cada um o procedimento com um único estágio de tensão. Antes da realização dos ensaios os provetes foram molhados, fazendo passar água no seu interior durante 12 horas, posteriormente foram consolidados com a pressão de confinamento previamente estabelecida de 100, 200 e 300kPa e após a consolidação, os provetes foram submetidos a compressão triaxial, realizada em condições drenadas.

Os provetes foram carregados com deformação controlada, a uma velocidade de 0,14mm/minuto, até atingirem uma deformação axial de 10%.

#### 4.3.2. Ensaio triaxial cíclico de curta duração

Neste trabalho, a relação entre o módulo de deformabilidade, para uma deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$ , e a tensão total vertical, para cada um dos materiais em estudo (*Escória da Maia*,

*Escória do Trecho, Escória do Seixal, Agregado Granítico e Saibro Granítico*) foi estabelecida através dos ensaios triaxiais cíclicos de muito pequena amplitude e curta duração, envolvendo um pequeno número de ciclos. Refira-se que, nesta gama de deformações (inferiores a  $4 \times 10^{-5}$ ), o comportamento observado para os materiais em estudo é reversível e linear.

A influência do índice de vazios e da granulometria no módulo de deformabilidade, foi também avaliada através destes ensaios e o estudo foi realizado sobre o agregado processado da escória produzida na Siderurgia do Seixal.

Refira-se que quando se estudam problemas em que os materiais são sujeitos a acções cíclicas (caso das vias de comunicação) é necessário estabelecer-se uma lei constitutiva do comportamento do material, ou seja, descrever a relação existente entre as tensões aplicadas e as deformações produzidas no material. De acordo com Biarez et al. (1999), a deformação para infraestruturas de transporte é da ordem dos  $10^{-4}$ , sendo portanto, o domínio das pequenas a médias deformações muito importante para o dimensionamento destas estruturas. Os procedimentos convencionais para determinar as deformações durante os ensaios triaxiais são baseados em medidas externas e essas introduzem erros que só podem ser minimizados se as deformações forem medidas internamente (localmente no provete) na parte central do provete (Gomes Correia, 1985). Pelo que as medidas externas são inadequadas, particularmente se o objectivo for o de investigar a rigidez dos materiais no domínio das pequenas deformações (ver Figura 4.2). Constatados estes factos, neste trabalho instrumentou-se internamente a câmara triaxial T15, pelo que, os ensaios triaxiais cíclicos de curta duração realizados são ensaios de precisão.

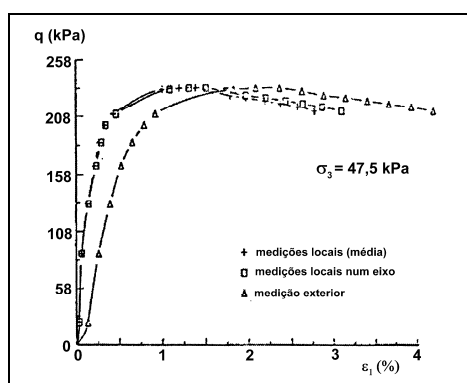


Figura 4.2: Curvas obtidas com medições externas e internas (Gomes Correia, 1985)

#### 4.3.2.1. Equipamento

Para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração, os quais envolveram um pequeno número de ciclos utilizou-se câmara triaxial T15 que foi instrumentada internamente. Nestes ensaios a carga aplicada é medida através duma célula de carga interna de capacidade máxima 25kN e as deformações (axiais e radiais) são medidas através de 4 transdutores de deslocamento interno tipo LDT (*Local Deformation Transducer*). Na medição das deformações axiais utilizaram-se três LDT e nas deformações radiais utilizou-se apenas um LDT. A Figura

4.3 apresenta, em pormenor, os LDT e os sistemas de fixação utilizados. O sistema de fixação do LDT radial foi construído com base no protótipo utilizado na universidade da Califórnia em Berkeley (Gomes Correia e Gillett, 1993).

O LDT é um transdutor de deslocamento do tipo resistivo e foi desenvolvido no Institute of Industrial Science, Universidade de Tóquio, por Goto et al. (1991). Com este transdutor consegue medir-se deformações no intervalo de  $10^{-6}$  a  $10^{-2}$ . Este transdutor é constituído por uma tira delgada e comprida de bronze e fósforo, sendo a meio da tira colocada uma ponte de Wheatstone. Na Figura 4.3a) apresenta-se o esquema de funcionamento do LDT e na Figura 4.3b) apresenta-se uma fotografia onde se mostra em pormenor os transdutores e os sistemas de fixação utilizados neste trabalho. As vantagens de utilização deste transdutor prendem-se com a sua simplicidade, leveza, baixo custo, insensibilidade à temperatura quando construído utilizando uma ponte de Wheatstone completa, e podem ainda ser utilizados dentro de água se as ligações eléctricas forem isoladas (Gomes Correia et al., 2006).

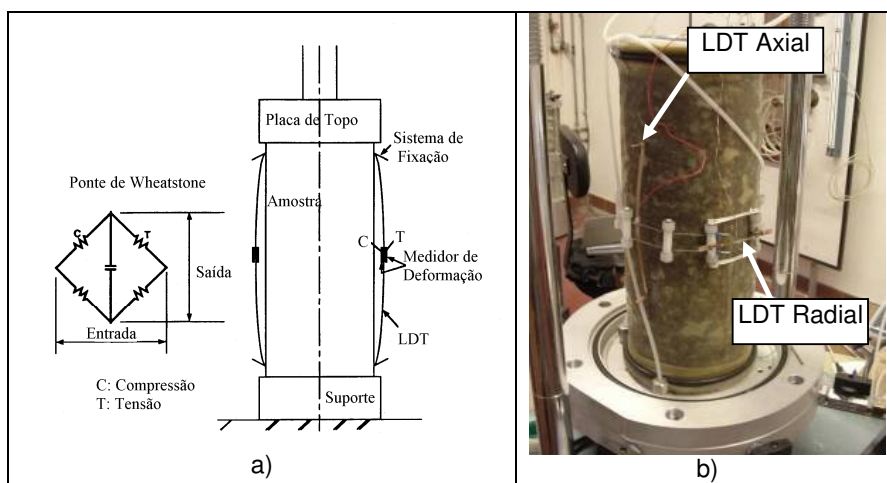


Figura 4.3: LDT: a) Esquema de funcionamento; b) Sistemas de fixação (LEC-UM)

#### 4.3.2.2. Preparação dos provetes

O procedimento utilizado na preparação dos provetes foi igual ao utilizado na preparação dos provetes ensaiados nos ensaios triaxiais convencionais. Isto é, primeiramente o material foi separado em fracções e colocado em estufa a  $105^{\circ}\text{C}$ , por um período suficiente para que esteja seco. De seguida, misturam-se as diferentes percentagens das fracções granulométricas do material de acordo com as curvas granulométricas. Os provetes submetidos ao estudo para a avaliação do módulo de deformabilidade foram ensaiados para um determinado teor em água, enquanto que os provetes submetidos ao estudo da influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade foram preparados no estado seco.

A montagem dos provetes no estado seco, na câmara triaxial, requereu certos cuidados. Um deles foi a aplicação de vácuo para evitar o possível desmoronamento do provete, mas garantindo-se sempre que as condições iniciais dos provetes não eram significativamente alteradas.

#### 4.3.2.3. Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento elástico e linear

Para se estabelecer a relação existente entre as tensões aplicadas e as deformações produzidas, no domínio das pequenas deformações, aos provetes foram aplicadas várias tensões de confinamento. No caso da *Escória do Seixal* aplicaram-se as tensões de confinamento de 100 e 200kPa e nos restantes materiais, *Escória da Maia*, *Escória do Trecho*, *Agregado Granítico* e *Saibro Granítico*, aplicaram-se as tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 300kPa. Para cada tensão de confinamento, após a consolidação do provete, este foi sujeito a um ciclo de carga/descarga. O carregamento foi aplicado até se atingir uma deformação axial ( $\epsilon_1$ ) aproximadamente igual a  $1 \times 10^{-3}$ . Durante a descarga foram realizados ciclos de carga/descarga de muito pequena amplitude para se avaliar o módulo de deformabilidade para níveis de deformação inferiores a  $4 \times 10^{-5}$ . Refira-se que a amplitude dos ciclos foi controlada de forma a garantir que os ciclos fossem fechados e lineares, para se determinar o módulo elástico dos materiais (no domínio das pequenas deformações). Os pequenos ciclos foram executados para a tensão de desvio máxima ( $q_{max}$ ) a que o provete foi sujeito, para  $q_{max}/2$  e para valores de  $q$  próximos de zero ( $q_0$ ). A velocidade de carregamento em todos os ensaios foi de 0,03 mm/min.

Na Figura 4.4a) apresenta-se o procedimento de ensaio descrito, para uma determinada tensão de confinamento e na Figura 4.4b) apresenta-se um dos ciclos de carga/descarga de muito pequena amplitude realizados. Os valores do módulo de deformabilidade vertical ( $E$ ) foram calculados a partir da variação da tensão de desvio dividida pela deformação axial como mostra a Figura 4.4b).

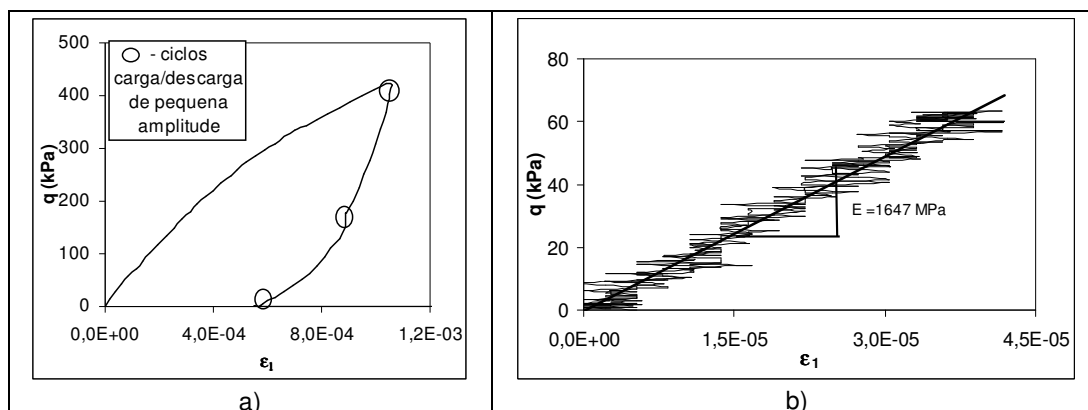


Figura 4.4: Ensaio triaxial cíclico de curta duração: a) procedimento do ensaio; b) ciclo de carga/descarga de muito pequena amplitude

#### 4.3.2.4. Procedimento de ensaio para o estudo da influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade

No estudo da influência do índice de vazios e da granulometria, nas características de deformabilidade dos materiais granulares, o procedimento de ensaio foi semelhante ao descrito

para o estudo da influência do nível de tensão nos módulos de deformabilidade dos materiais, no domínio das pequenas deformações. As tensões de confinamento aplicadas foram, designadamente, 50, 100 e 150kPa. Para cada tensão de confinamento,  $\sigma_3$ , para além da realização dos pequenos ciclos para os níveis de tensão de desvio acima indicados ( $q_{max}$ ,  $q_{max/2}$  e  $q_0$ ), realizaram-se ainda ciclos de carga/descarga de muito pequena amplitude após a consolidação do provete (ver Figura 4.5). A velocidade de carregamento em todos os ensaios foi também de 0,03 mm/min.

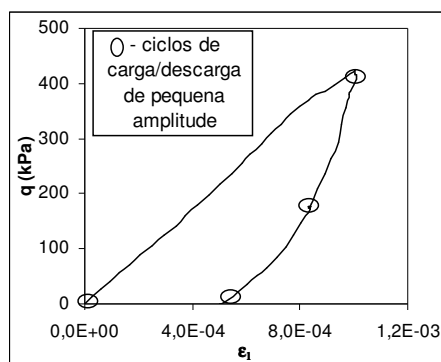


Figura 4.5: Procedimento do ensaio para o estudo da influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade

#### 4.3.3. Ensaio triaxial cíclico de longa duração

O estudo racional do comportamento mecânico dos materiais quando utilizados nos pavimentos requer um equipamento laboratorial capaz de simular as solicitações e o estado de compactação existentes *in situ*. O compromisso entre uma simulação real e uma complexidade experimental aceitável, leva a que se considere o ensaio triaxial o mais apropriado, sobretudo para o estudo dos materiais granulares. De entre todos os ensaios, o ensaio triaxial cíclico é o mais utilizado para avaliar o desempenho mecânico dos materiais granulares uma vez que, os materiais podem ser ensaiados nas condições representativas, quer de compactação, quer de teor em água, em condições de drenagem pretendidas e podem ainda ser simulados uma grande variedade de carregamentos.

Refira-se que o comportamento mecânico dos materiais granulares é complexo. Sob um carregamento cíclico as deformações produzidas são um resultado da combinação de vários mecanismos, tais como, deformações elástica das partículas que constituem o material, deslizamentos e rotações entre as partículas que causam deformações irreversíveis (plásticas), esmagamento das partículas as quais, também conduzem a deformações irrecuperáveis. Assim, sobre um carregamento cíclico os materiais granulares exibem dois tipos de comportamentos: reversível (ou seja as deformações são recuperadas após cada ciclo) e às deformações permanentes (as deformações vão se acumulando após a aplicação de cada ciclo). O ensaio mais utilizado para o estudo destes dois comportamentos foi o ensaio triaxial cíclico de longa duração.

Os carregamentos cíclicos podem ser aplicados utilizando sistemas mecânicos, eléctricos, pneumáticos e hidráulicos. As vantagens, inconvenientes e custos aproximados de cada um destes sistemas foram discutidos em detalhe por Barksdale e Hicks (1973). Os resultados de Seed et al. (1975) e Paute (1983) mostraram que o sistema pneumático conduz, a partir de determinadas frequências a uma ligeira desfasagem, entre a tensão de confinamento e a força axial, devido à compressibilidade do ar. De facto, o volume importante da câmara triaxial na aplicação da tensão de confinamento, em relação ao volume reduzido do sistema de aplicação da carga axial conduz a tempos de resposta diferentes nos dois sistemas. Consequentemente, a realização de ensaios a carga axial e tensão de confinamento estritamente em fase, no caso da utilização dos sistemas pneumáticos, está limitada a baixas frequências, da ordem dos 0,2Hz, embora se possa atingir 1Hz (Paute et al., 1994). Além disso, a forma do carregamento com os sistemas pneumáticos não é perfeitamente sinusoidal.

Com os sistemas servo-hidráulicos, embora mais caros, é possível realizar qualquer tipo de carregamento e trabalhar a frequências elevadas com um controlo rigoroso da fase entre os sinais (Cullingford et al., 1972, Chaddock, 1982, Gomes Correia 1985, 1987).

O ensaio triaxial cíclico de longa duração consiste na aplicação de trajectórias cíclicas de tensão e na medição das deformações axial e radial induzidas nas amostras pelo carregamento. Nestes ensaios são aplicados normalmente dois tipos de carregamento: carregamento com a tensão de confinamento constante (*TCC*), ou tensão de confinamento variável (*TCV*). No ensaio *TCC*, a tensão vertical é cíclica e a tensão de confinamento permanece constante. No ensaio *TCV* ambas as tensões (vertical e de confinamento) são cíclicas e são aplicadas em fase (ver Figura 4.6). Os ensaios a *TCV* apresentam a vantagem, relativamente aos ensaios *TCC*, de simularem melhor as condições de carregamento dos pavimentos *in situ*.

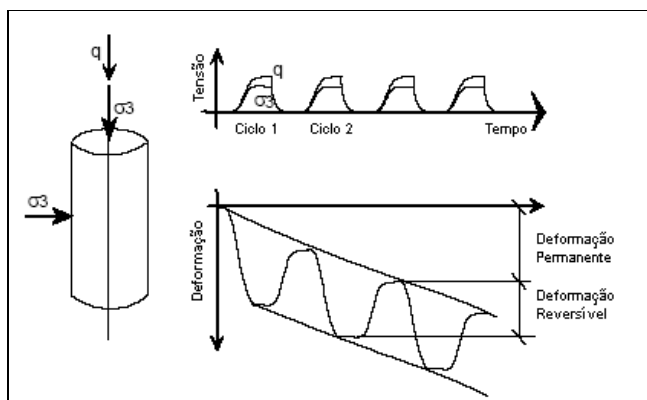


Figura 4.6: Princípio do ensaio triaxial cíclico de longa duração com tensão de confinamento variável (adaptado de Hornych et al., 2004)

Na Europa segue-se comumente a norma EN 13286-7 para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos de longa duração. Esta norma especifica procedimentos de ensaios para determinar o comportamento permanente e reversível dos materiais granulares, sob condições

que simulam as condições físicas e estados de tensão desses materiais, quando colocados nas camadas dos pavimentos e sujeitos às cargas induzidas pelos rodados dos veículos. As propriedades mecânicas determinadas podem ser utilizadas para classificar o desempenho mecânico dos materiais e para calcular a resposta estrutural dos pavimentos.

Na norma EN 13286-7 o ensaio triaxial cíclico de longa duração pode ser realizado segundo dois procedimentos, a tensão de confinamento variável ou constante denominados por método A e método B, respectivamente. Para cada método são ainda definidos dois níveis de tensão designados de elevados ou baixos. A realização dos ensaios para o nível elevado ou baixo de tensão depende da posição que o material ocupa no pavimento. Níveis elevados de tensão correspondem à tensão normalmente aplicada no topo das camadas de base, quando a camada de betuminoso é pouco espessa (espessura igual ou inferior 80mm). Baixos níveis de tensão correspondem às tensões aplicadas nas camadas de sub-base, ou nas camadas de base quando as camadas betuminosas são espessas.

Como já referido, os materiais quando sujeitos a carregamentos cíclicos exibem dois tipos de comportamento (reversível e às deformações permanentes), pelo que a norma europeia preconiza três procedimentos distintos para o estudo desses comportamentos. Um procedimento para o estudo do comportamento reversível dos materiais e dois procedimentos para o estudo do comportamento às deformações permanentes (um deles, onde são aplicados sobre a mesma amostra vários níveis de tensão, designado de multi-estágios e outro onde se aplica um único nível de tensão).

#### 4.3.3.1. *Equipamento*

O sistema triaxial cíclico de longa duração utilizado neste estudo foi desenvolvido num projecto comum ao *LEC-UM* e *CVR*. Trata-se de um equipamento servo-hidráulico, com o qual é possível trabalhar com frequências elevadas (5Hz no caso de realização de ensaios a *TCC*). As medidas das cargas e deformações axiais e radiais são realizadas localmente nos provetes através de transdutores de deslocamento interno, do tipo LDT (ver secção 4.3.2.1). Com o sistema desenvolvido podem ser ensaiadas amostras cilíndricas com 150mm de diâmetro e 300mm de altura. A Figura 4.7 apresenta um esquema do funcionamento do equipamento desenvolvido.

O sistema de aplicação de cargas foi projectado de modo a permitir a execução dos procedimentos descritos na norma Europeia EN 13286-7, entre outros, bem como a execução de ensaios monotónicos. O equipamento permite controlo em termos de força, deslocamento ou pressão. Com o sistema é possível aplicar sincronizadamente a tensão de confinamento e a carga axial. A aplicação sincronizada da carga axial e da tensão de confinamento, por ser de difícil controlo a frequências elevadas, foi reduzida de 5 Hz (ensaio a tensão de confinamento constante) para 1 Hz (ensaio com tensão de confinamento variável). No Quadro 4.1 apresentam-se as características gerais do equipamento.

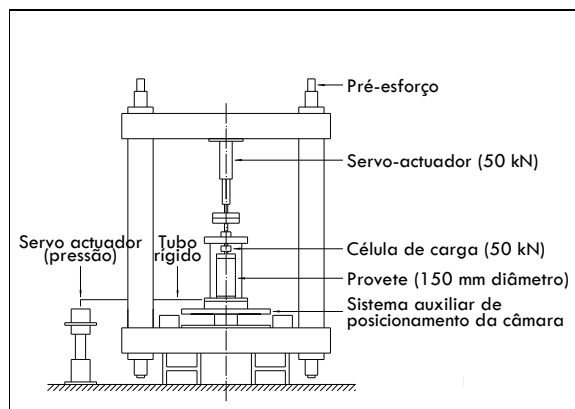


Figura 4.7: Esquema do ensaio triaxial cíclico de longa duração utilizado neste trabalho (Gomes Correia et al., 2010)

Quadro 4.1: Características gerais do ensaio

Parâmetro	Valor
Carga axial máxima	50kN
Tensão de confinamento	800kPa
Deslocamento axial máximo	50mm
Amplitude dos ciclos de carga axial	[0,4,10]kN
Amplitude dos ciclos de tensão de confinamento	[25,400]kPa
Amplitude dos ciclos de deslocamento	[10,2500] $\mu$ m
Velocidade do ensaio monotónico	[0,01,1]mm/min
Diâmetro do provete	150mm

O grupo hidráulico (Figura 4.8a) foi desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica da Universidade do Porto e consiste numa bomba com deslocamento variável do pistão. O grupo hidráulico é controlado por computador e alimenta os dois servo-actuadores (axial, e radial). Para permitir a execução de ensaios de longa duração (com vários milhões de ciclos), o grupo é dotado de um circuito de água dimensionado para eliminar o sobreaquecimento do óleo. O circuito opera automaticamente por meio de termóstatos. Como características gerais, é de referir que fornece uma potência de 5,5kW, a qual permite uma pressão máxima de 20000kPa nos dois servo-actuadores.

A aplicação da carga axial e da tensão de confinamento é efectuada com recurso a servo-actuadores. O servo-actuador para a aplicação das cargas axiais (Figura 4.8b) consiste num cilindro hidráulico de dupla actuação, com 36mm de diâmetro e 50mm de curso. Trata-se de um servo-actuador capaz de aplicar cargas axiais até 50kN, dotado de um transdutor interno de posicionamento e controlado por uma servo válvula. A tensão de confinamento é aplicada através de um servo-actuador (Figura 4.8c) constituído por um cilindro de dupla actuação, com 25mm de diâmetro e 50mm de curso. Esse cilindro encontra-se ligado a uma câmara de



pressurização do fluido de ensaio (água) com 90mm de diâmetro e 50mm de curso, o qual por sua vez se encontra ligado à câmara triaxial. A tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) máxima foi limitada a 800kPa. De modo análogo ao servo-actuador axial, também este servo-actuador possui um transdutor interno de posicionamento e é controlado por uma servo válvula.

Os ensaios, em termos de controlo e aquisição, são executados com computador com CPU do tipo Pentium IV e placa gráfica compatível com o Direct X. São utilizados dois conversores AD e DA, disponibilizando um total de 32 canais para monitorização do ensaio, sendo que 8 estão reservados para aquisição dos transdutores de controlo. O software de ensaio desenvolvido, designado por DynaTester (Figura 4.8d), permite a realização dos procedimentos de ensaio descritos na norma EN 13286-7. Além disso permite a aplicação de trajectórias de tensão com diferentes formas de onda (sinusoidal, triangular, linear, rampa). A aquisição das diferentes variáveis (força, pressão, deformações axiais e radiais, entre outras) é feita com uma frequência máxima de 20Hz. Mais detalhes do sistema e software desenvolvidos podem ser consultados em Gomes Correia et al. (2010).

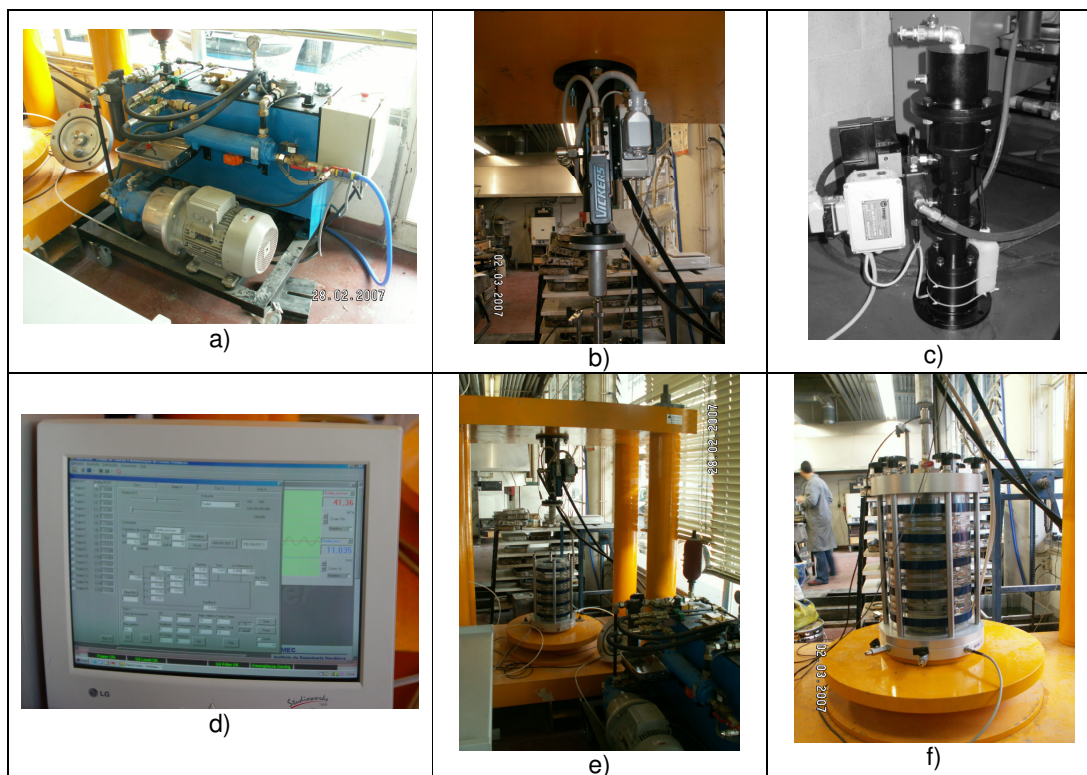


Figura 4.8: Sistema triaxial cíclico desenvolvido: a) grupo hidráulico; b) servo-actuador axial; c) servo-actuador radial; d) software de ensaio; e) estrutura de reacção; f) câmara triaxial

A estrutura de reacção (Figura 4.8e) utilizada para a aplicação das cargas axiais é em aço suficientemente rígido, capaz de suportar cargas muito acima dos 200kN sem que sofra deformação.

As deformações sofridas pelos provetes, axiais e radiais, são medidas localmente nos provetes através de LDT, como já referido. Na medição das deformações axiais utilizam-se três LDT e na medição das deformações radiais utiliza-se um LDT. O sistema de fixação utilizado para os LDT axiais é o mesmo que foi utilizado nos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração. No caso do LDT radial utilizou-se um novo sistema de fixação que foi desenvolvido por Araújo (2007) (ver Figura 4.9). As deformações axiais são ainda medidas externamente através de um LVDT (Linear Variable Displacement Transducer).

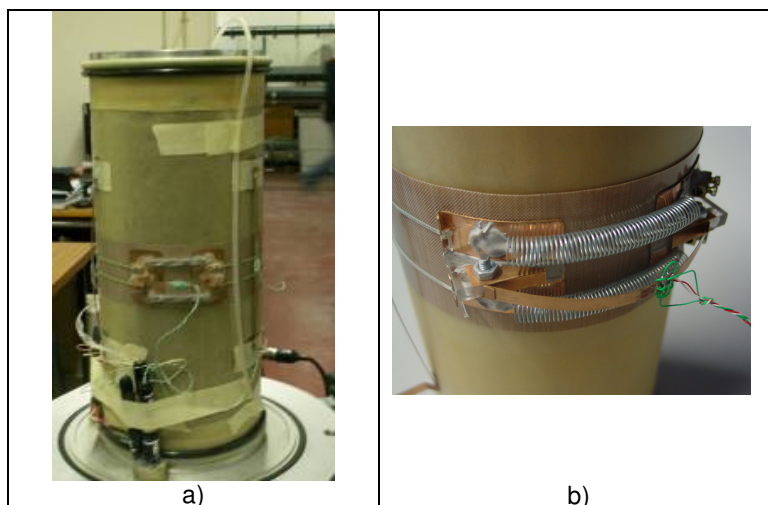


Figura 4.9: Pormenor: a) da instrumentação interna para aferição das deformações; b) sistema de fixação para o LDT radial

#### 4.3.3.2. *Preparação dos provetes*

No caso do ensaio triaxial cíclico com aplicação de um grande número de ciclos, os procedimentos de manuseamento do agregado processado da escória, preparação dos provetes e montagem na câmara triaxial são semelhantes aos que foram descritos no âmbito da realização dos restantes ensaios triaxiais. Primeiramente, a *Escória da Maia* foi separada em fracções granulométricas e secas em estufa. As amostras foram preparadas para um determinado teor em água, sendo acondicionadas durante um período de 24 horas. A compactação dos provetes foi realizada em seis camadas com recurso a um pilão vibrador. A câmara utilizada no estudo foi a T15, pelo que as dimensões dos provetes são de, aproximadamente, 150mm de diâmetro e 300mm de altura.

#### 4.3.3.3. *Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento reversível*

Para o estudo do comportamento reversível e não linear da *escória da Maia* foi ensaiado um provete de acordo com o procedimento descrito na norma europeia EN 13286-7, para o método B (TCC) e para níveis elevados de tensão. De acordo com a referida norma o procedimento para o estudo do comportamento reversível é dividido em duas fases: primeiro aplica-se ao provete uma trajectória de tensão elevada durante 20 000 ciclos, designado de

acondicionamento e de seguida, sobre o mesmo provete, são aplicadas várias trajectórias de tensão de 100 ciclos cada. O objectivo do acondicionamento é o de eliminar as deformações permanentes que ocorrem durante os primeiros ciclos de carga e obter um comportamento reversível independente do número de ciclos. No Quadro 4.2 apresentam-se as trajectórias de tensão aplicadas no acondicionamento e no estudo do comportamento reversível.

Quadro 4.2: Trajectórias de tensão aplicadas no estudo do comportamento reversível

$\sigma_3$ (kPa)	q (kPa)		Nº Ciclos
	max	min	
70	5	340	20000
20	5	30	100
20	5	50	100
20	5	80	100
20	5	115	100
35	5	50	100
35	5	80	100
35	5	115	100
35	5	150	100
35	5	200	100
50	5	80	100
50	5	115	100
50	5	150	100
50	5	200	100
50	5	280	100
70	5	115	100
70	5	150	100
70	5	200	100
70	5	280	100
70	5	340	100
100	5	150	100
100	5	200	100
100	5	280	100
100	5	340	100
100	5	400	100
150	5	200	100
150	5	280	100
150	5	340	100
150	5	400	100
150	5	475	100

A aplicação dos carregamentos cíclicos é efectuada após a consolidação do provete para as diferentes tensões de confinamento. O ensaio foi realizado à frequência de 1Hz. Os resultados destes ensaios (estudo do comportamento reversível, mas não linear) podem ser utilizados para determinar os valores dos módulos de deformabilidade para diferentes níveis de tensão, ou para determinar os parâmetros dos modelos não elásticos que são normalmente utilizados no dimensionamento dos pavimentos.

#### *4.3.3.4. Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento às deformações permanentes através de um único nível de tensão*

O ensaio de deformação permanente, com aplicação de um único nível de tensão, consiste na aplicação de um número elevado de cargas cíclicas para um determinado nível de tensão, sem qualquer acondicionamento prévio e após a consolidação do provete. Este procedimento pode ser utilizado para determinar as deformações permanentes dos materiais para um nível de tensão particular (ou seja, determinar a resistência dos materiais aos rodados dos veículos), ou para determinar os parâmetros dos modelos de previsão das deformações permanentes que podem ser utilizados no dimensionamento e análise dos pavimentos.

Segundo a norma europeia EN 13286-7, neste procedimento são aplicados 80000 ciclos para um determinado nível de tensão, escolhido de entre os aplicados para o procedimento reversível. Neste trabalho o provete ensaiado foi submetido a uma tensão constante na câmara de 150kPa e a uma tensão de desvio cíclica de 395kPa e o carregamento foi realizado à frequência de 5Hz.

#### *4.3.3.5. Procedimento de ensaio para o estudo do comportamento às deformações permanentes através de multi-estágios de tensão*

O procedimento multi-estágios pode ser utilizado para uma avaliação rápida das deformações permanentes produzidas por diferentes níveis de tensão, ou seja, determinar o nível de tensão máximo que não deve ser excedido para evitar o desenvolvimento excessivo das deformações permanentes. Este procedimento consiste na aplicação de diferentes trajectórias de tensão, com aumento do nível de tensão e com tensão de confinamento constante, sobre um mesmo provete. Os resultados destes ensaios podem ser utilizados para diferentes propósitos: classificação, avaliação do nível de tensão máximo admissível e modelação das deformações permanentes. O número de ensaios a realizar e trajectórias de tensão depende da aplicação dos materiais.

No Quadro 4.3 apresentam-se as trajectórias de tensão aplicadas, no estudo do comportamento às deformações permanentes, utilizando o procedimento multi-estágios. Estas trajectórias correspondem às descritas na norma europeia, EN 13286-7, para o procedimento multi-estágios e para elevados níveis de tensão. Neste ensaio o carregamento foi efectuado a 5Hz.

Quadro 4.3: Trajectórias de tensão aplicadas no estudo do comportamento às deformações permanentes através do procedimento multi-estágios

$\sigma_3$ (kPa)	q (kPa)		Nº Ciclos
	min	max	
20	5	50	10000
20	5	80	10000
20	5	110	10000
20	5	140	10000
20	5	170	10000
20	5	200	10000
45	5	100	10000
45	5	180	10000
45	5	240	10000
45	5	300	10000
45	5	360	10000
45	5	420	10000
70	5	120	10000
70	5	240	10000
70	5	320	10000
70	5	400	10000
70	5	480	10000
70	5	560	10000
100	5	200	10000
100	5	300	10000
100	5	400	10000
100	5	500	10000
100	5	600	10000
150	5	200	10000
150	5	300	10000
150	5	400	10000
150	5	500	10000
150	5	600	10000

#### 4.3.4. Ensaio de compressão unidimensional

O ensaio de compressão unidimensional realizado neste trabalho foi realizado sobre um provete com 500mm de diâmetro e 470mm de altura preparado com a *Escória da Maia*.

##### 4.3.4.1. Equipamento

O ensaio de compressão unidimensional foi realizado na câmara edométrica apresentada na Figura 4.10, designada de E50. Esta câmara permite a realização de ensaios sobre provetes de grande dimensão (500mm de diâmetro e 470mm de altura). Neste ensaio a carga aplicada ao provete foi medida através de um anel de carga e a deformação axial foi medida através de três deflectómetros colocados diametralmente opostos na câmara edométrica.



Figura 4.10: Câmara, E50, utilizada no ensaio de compressão unidimensional

#### 4.3.4.2. *Preparação do provete*

O ensaio de compressão unidimensional foi realizado sobre um único provete, preparado com a *Escória da Maia*, de 500mm de diâmetro e 470mm de altura. O manuseamento do material foi semelhante ao descrito para a preparação dos provetes de grandes dimensões, ensaiados na câmara triaxial T30. A compactação do provete também foi realizada com recurso a pilão vibrador, com o mesmo equipamento utilizado na compactação dos provetes ensaiados na câmara triaxial T30.

#### 4.3.4.3. *Procedimento de ensaio*

Durante o ensaio realizaram-se três ciclos de carga/descarga. No primeiro ciclo, o provete foi carregado até uma tensão axial de cerca de 1,1MPa e de seguida foi descarregado até se atingir aproximadamente 0,1MPa. No segundo ciclo, o provete foi carregado até se atingir cerca de 2MPa e foi novamente descarregado até cerca de 0,5MPa. Antes do terceiro ciclo, o provete foi molhado e foi novamente carregado até cerca de 2MPa, antes de se fazer a descarga final. A molhagem do provete antes do último carregamento permitiu verificar a influência da presença da água nas características de compressibilidade do material.

### 4.4. CARACTERIZAÇÃO CORRENTE DOS MATERIAIS

A caracterização dos materiais a seguir apresentada refere-se aos resultados obtidos para as propriedades químicas/ambientais e mineralógicas e para as propriedades de engenharia, nomeadamente, as geométricas, físicas mecânicas correntes, dos diferentes materiais em estudo, designadamente, *Escória da Maia*, *Escória do Seixal*, *Escória do Trecho*, *Agregado Granítico* e *Saibro Granítico*.

#### 4.4.1. Escória da Maia

A composição química da *Escória da Maia*, obtida por espectrometria de fluorescência de raios X, para uma base de 100% em peso seco, está apresentada em termos do valor médio e do desvio padrão para os componentes indicados no Quadro 4.4. Os resultados apresentados no quadro referem-se à totalidade das amostras ensaiadas, num total de 10, sendo que 5 amostras tiveram tempos de maturação de 3 meses e as restantes 5 tiveram tempos de maturação de 6 meses. Os resultados obtidos em cada uma das amostras podem ser consultados no relatório interno CVR 207/2005 (Castro, 2005a). Da análise do Quadro 4.4 verifica-se que a *Escória da Maia* é maioritariamente constituída por óxido de ferro (mais de 45%), óxido de cálcio (mais de 23%) e sílica (mais de 11,5%). Verifica-se ainda que, em termos médios, a composição química da *Escória da Maia* com diferentes tempos de maturação não apresenta valores muito diferentes (ver Figura 4.11).

Quadro 4.4: Composição química da *Escória da Maia*

Elemento	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
	(%)	(%)	(%)	(%)
	Escória com 3 meses de maturação		Escória com 6 meses de maturação	
Na <sub>2</sub> O	0,16	0,000	0,15	0,019
MgO	2,72	0,063	3,32	0,291
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,20	0,100	3,63	0,105
SiO <sub>2</sub>	11,96	0,102	12,56	0,101
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	1,23	0,034	1,04	0,038
SO <sub>3</sub>	0,31	0,014	0,29	0,018
K <sub>2</sub> O	0,05	0,009	0,08	0,005
CaO	24,19	0,793	23,80	1,037
TiO <sub>2</sub>	0,73	0,019	0,74	0,018
V	0,09	0,006	0,09	0,004
Cr	1,97	0,090	1,93	0,086
Mn	3,89	0,143	3,88	0,085
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	48,23	0,89	48,08	1,22
Cu	0,04	0,004	0,04	0,003
Zn	0,07	0,008	0,07	0,007
Sr	0,03	0,002	0,03	0,002
ZrO <sub>2</sub>	0,04	0,004	0,04	0,001
Ba	0,11	0,062	0,15	0,005

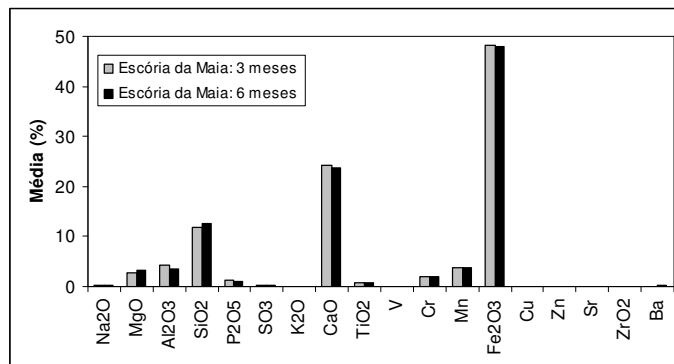


Figura 4.11: Valores médios da composição química da *Escória da Maia* aos 3 e 6 meses de maturação

Sobre o lixiviado de uma amostra, com 3 meses de maturação, foram determinados todos os parâmetros constantes no Quadro 2.7 (referentes aos valores máximos de admissibilidade previstos no Decreto-Lei n.º 152/2002 para os lixiviados dos resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes). A lixiviação da amostra foi realizada de acordo com o preconizado na norma DIN 38414-S4. Refira-se que não se utilizou a norma europeia EN 12457-Parte 4 prevista no Decreto-Lei n.º 183/2009, porque os ensaios foram realizados anteriormente à data de entrada em vigor deste diploma. No Quadro 4.5 apresentam-se os resultados obtidos para a lixiviabilidade.

Quadro 4.5: Composição química do lixiviado da *Escória da Maia*

Parâmetro	Unidade	Resíduo admissível em aterro para resíduos inertes (Dec.-Lei n.º 152/2002)	Valor
pH	-	5,5<pH<12	10,3
Condutividade Eléctrica (CE)	mS/cm	6<CE<50	0,117
Amónio	mg/l	5	< 0,13
AOX	mg Cl/l	0,3	< 0,01
Arsénio	mg/l	0,1	< 0,0018
Cádmio	mg/l	0,1	< 0,009
Chumbo	mg/l	0,5	< 0,06
Cianetos	mg/l	0,1	< 0,05
Cloretos	mg/l	500	< 3
Cobre	mg/l	2	< 0,025
COT	mg.C/l	40	3,8
Crómio VI	mg/l	0,1	< 0,05
Crómio total	mg/l	0,5	< 0,05
Fenóis	mg/l	1	< 0,01
Fluoretos	mg/l	5	< 0,04
Mercúrio	mg/l	0,02	< 0,002
Níquel	mg/l	0,5	< 0,04
Nitritos	mg/l	3	< 0,04
Sulfatos	mg/l	500	< 10
Zincos	mg/l	2	< 0,08

COT: Carbono Orgânico Total; AOX: Halletos Orgânicos Adsorvíveis



Como se pode verificar do quadro, o lixiviado é de natureza básica (potencial hidrogeniônico,  $\text{pH} > 7$ ), apresenta uma condutividade eléctrica baixa e as quantidades doseadas para todos os parâmetros expressos em  $\text{mg/l}$  são, tal como os valores obtidos para os dois primeiros parâmetros, inferiores aos valores máximos admissíveis constantes no Decreto-Lei n.º 152/2002 para os resíduos admissíveis em aterro para resíduos inertes.

A análise mineralógica foi realizada por difracção de raios X, complementada por observação em microscopia electrónica de varrimento, sobre duas amostras, uma com 3 e outra com 6 meses de maturação. A difracção de raios X permitiu identificar a presença de Wustite ( $\text{Fe}_{0,965}\text{O}$ ), Hematite ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), Kirschsteinite ( $\text{Ca}(\text{Fe}_{0,69}\text{Mg}_{0,31})\text{SiO}_4$ ) e Akermanite ( $\text{Ca}_2\text{Mg}(\text{Si}_2\text{O}_7)$ ) em ambas as amostras (3 e 6 meses de maturação).

A observação em microscópio electrónico de varrimento permitiu detectar a presença de 5 fases distintas em cada uma das amostras, as quais estão indicadas na Figura 4.12. A micro-análise das fases pode ser consultada no relatório interno CVR 207/2005 (Castro, 2005a).

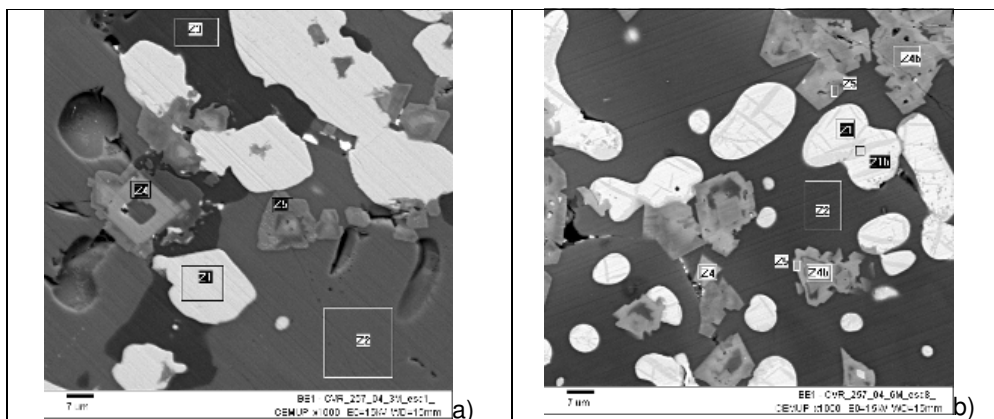


Figura 4.12: Aspecto geral e de fases presentes na *escória da Maia*, com tempos de maturação de: a) 3 meses; b) 6 meses

Os resultados obtidos dos ensaios relativos à perda ao rubro mostraram que a *Escória da Maia* é um material com boa estabilidade térmica e boa estabilidade no tempo, dado que as amostras sofreram aumento de massa em cerca de 1%. Este aumento de massa julga-se ser devido à oxidação do ferro.

Os resultados quantitativos do ensaio do sulfato de magnésio, realizado segundo a norma NP 1378 (1976), mostraram que as perdas em massa dos provetes foram insignificantes ( $\leq 0,1\%$ ), pelo que se trata de um material com muito boa estabilidade aos agentes climatéricos, em especial a baixas temperaturas. Os resultados qualitativos destes ensaios mostraram ainda que nenhuma das partículas sofreu fissuração, nem fragmentação, verificando-se apenas uma ligeira esfoliação.

No Quadro 4.6 apresentam-se, sucintamente, as características obtidas para as propriedades geométricas, físicas e mecânicas da *Escória da Maia* e as normas/especificações utilizadas para a determinação dos diversos parâmetros.

Quadro 4.6: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas da *Escória da Maia*

Propriedade	Norma/ Especificação	Parâmetros	Valor	
Geométricas	E 196 - 1966	Dimensão máxima das partículas: Dmax (mm)	76,1	
		Granulometria	Coefficiente de uniformidade: Cu	9,64
			Coefficiente de curvatura: Cc	1,95
			Finos (<0,074mm) (%)	1,5
	BS - 812	Índice de achatamento: FI (%)	10	
	BS - 812	Índice de forma: SI (%)	7	
Físicas	E 199 - 1967	Equivalente de areia: EA (%)	100	
	NF P 18 - 592	Valor de azul de metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)	0	
	NP 143 - 1969	Limites de Atterberg	Limite de liquidez: LL	NP
			Limite de plasticidade: LP	NP
	NP 581 - 1969	Massa volúmica (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	material impermeável: $\rho_i$	3,45
			partículas saturadas: $\rho_s$	3,25
			partículas secas: $\rho_d$	3,17
NP 581 - 1969	Absorção de água: Abs (%)	2,59		
NP 83 - 1965	Densidade das partículas: G <sub>s</sub>	3,26		
Mecânicas	E 197 - 1966	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: $\rho_{dOPM}$ (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	2,43
			Teor em água: w <sub>OPM</sub> (%)	3,45
	E 197 - 1966	Proctor normal	Massa volúmica seca máxima: $\rho_{dOPN}$ (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	2,23
			Teor em água: w <sub>OPN</sub> (%)	3,5
	E 198 - 1967	Índice de Suporte Californiano: CBR <sup>(2)</sup>	Imediato (%)	72
			Embebido (%)	48
			Expansibilidade (%)	0
	E 237 - 1970	Los Angeles: LA(%)	28	
	NP EN 1097 - 1	Micro-Deval: MDe (%)	11	
	E 154 - 1964	Esmagamento (%)	22,9	
	ISRM, 1979	Índice de desgaste: I <sub>d2</sub> (%)	98,4	
	ISRM, 1985	Resistência à carga pontual: I <sub>s50</sub> (MPa)	2,47	
NF P 94-066	Fragmentabilidade: FR	1,18		
NF P 94-067	Degradabilidade: DG	1,01		

<sup>(1)</sup>valor exprimido em gramas de azul por 100g de material; <sup>(2)</sup>correspondente a compactação pesada

Segundo a norma europeia EN 13242 a *Escória da Maia* é um agregado de granulometria extensa que pertence às categorias G<sub>A</sub>80 e f<sub>3</sub> (relativamente à percentagem em finos) e trata-se de um material não plástico. Quanto ao índice de achatamento e de forma pertencem à categoria FI<sub>20</sub> e SI<sub>20</sub>, respectivamente. Quanto à resistência à fragmentação

pertencem à categoria LA<sub>30</sub> e quanto à resistência ao desgaste pertencem à categoria MDe<sub>20</sub>, tratando-se, por isso, de um material de boa resistência à abrasão e ao desgaste. De salientar que, aquando da realização dos ensaios se estava numa fase de transição e a informação disponível para comparação com outros materiais ainda não contemplava as normas europeias, pelo que se optou por realizar todos os ensaios com as normas/especificação correntemente utilizadas em Portugal, pelo que estas classificações podem sofrer ligeiras modificações.

Quanto às propriedades mecânicas podemos concluir que se trata de um material com uma massa volúmica seca máxima elevada,  $2,43 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  e  $2,23 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  e um teor em água óptimo baixo (cerca de 3,5%), correspondentes a uma energia de compactação pesada e normal, respectivamente. O valor de CBR determinado, para uma energia de compactação pesada, foi relativamente baixo (72%) comparativamente com os valores normalmente encontrados para os agregados processados das escórias de aciaria e para os materiais naturais.

Os resultados obtidos do ensaio ao desgaste em meio aquoso permitiram concluir que de acordo com a classificação proposta por Dick et al. (1994) a *Escória da Maia* pertence à classe dos materiais com durabilidade elevada, traduzida por um índice de desgaste superior a 98%. O valor médio obtido para a resistência à carga pontual para um diâmetro equivalente de 50mm ( $I_{s50}$ ) foi de 2,47MPa, a que segundo a relação proposta por Bieniawski correspondem a uma resistência à compressão simples da ordem dos 54,3MPa, sendo por isso um material que de acordo com a classificação proposta pelo ISRM pertence ao Grau R4, ou seja, trata-se de um material com uma resistência elevada. Os resultados obtidos para os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade (1,18 e 1,01 respectivamente) permitiram classificar os agregados processados da escória como sendo materiais pouco fragmentáveis e pouco degradáveis.

#### **4.4.2. Escória do Trecho**

No Quadro 4.7 apresentam-se os resultados das propriedades geométricas, físicas e mecânicas obtidos para a *Escória do Trecho* e as normas/especificações utilizadas para a aferição dos diversos parâmetros.

Segundo a norma europeia EN 13242 a *Escória do Trecho* é um agregado de granulometria extensa que pertence às categorias G<sub>A80</sub> e f<sub>3</sub>, relativamente à percentagem de finos. Trata-se de um material não plástico e pertencem à categoria FI<sub>20</sub> e SI<sub>20</sub> quanto ao índice de achatamento e de forma, respectivamente. Refira-se que estas classificações podem sofrer ligeiras modificações dado que todas as propriedades foram obtidas com as normas/especificações portuguesas comumente utilizadas em Portugal, aquando da realização dos ensaios, e não com as normas europeias actualmente em vigor.

Trata-se de um material que apresenta uma massa volúmica seca máxima de valor igual  $2,39 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  e um teor em água óptimo de valor 4,8%, correspondentes a uma energia

de compactação pesada. O valor de CBR imediato determinado, para uma energia de compactação pesada, foi relativamente baixo (92%) comparativamente com os valores normalmente encontrados para os materiais naturais, mas ligeiramente superior ao encontrado para a *Escória da Maia* (cerca de 70%).

As principais diferenças observadas na *Escória da Maia* e na *Escória do Trecho* (ambos produzidos na Siderurgia da Maia) são relativas à granulometria dos materiais, as quais influenciam os valores encontrados para o Proctor modificado e CBR.

Quadro 4.7: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas da *Escória do Trecho*

Propriedade	Normas/ Especificações	Parâmetros	Valor	
Geométricas	E 196 - 1966	Granulometria	Dimensão máxima das partículas: D <sub>max</sub> (mm)	50,8
			Coeficiente de uniformidade: C <sub>u</sub>	13,3
			Coeficiente de curvatura: C <sub>c</sub>	2,1
			Finos (<0,074mm) (%)	1,8
	BS - 812	Índice de achatamento: FI (%)	5	
	BS - 812	Índice de forma: SI (%)	6	
Físicas	NF P 18 - 592	Valor de azul de metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)	0	
	NP 143 - 1969	Limites de Atterberg	Limite de liquidez: LL	NP
			Limite de plasticidade: LP	NP
	NP 581 - 1969	Massa volúmica (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	material impermeável: ρ <sub>i</sub>	3,30
			partículas saturadas: ρ <sub>s</sub>	3,15
			partículas secas: ρ <sub>d</sub>	3,09
NP 581 - 1969	Absorção de água: Abs (%)	2,09		
NP 83 - 1965	Densidade das partículas: G <sub>s</sub>	3,26		
Mecânicas	E 197 - 1966	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: ρ <sub>dOPM</sub> (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	2,39
			Teor em água: w <sub>OPM</sub> (%)	4,8
	E 198 - 1967	Índice de Suporte Californiano imediato: CBR <sub>i</sub> <sup>(2)</sup> (%)	92	

<sup>(1)</sup>valor exprimido em gramas de azul por 100g de material; <sup>(2)</sup>correspondente a compactação pesada

#### 4.4.3. Escória do Seixal

A composição química da *Escória do Seixal* obtida por espectrometria de fluorescência de raios X, para uma base de 100% em peso seco, está apresentada no Quadro 4.8. Os resultados apresentados no quadro referem-se à totalidade das amostras ensaiadas, num total de 10, sendo que, 5 amostras tiveram tempos de maturação de 3 meses e as restantes 5 tiveram tempos de maturação de 6 meses. Os resultados obtidos em cada uma das amostras podem ser consultados no relatório interno CVR 51/2005 (Castro, 2005b). Da análise do Quadro 4.8 verifica-se que a *Escória do Seixal* é maioritariamente constituída por óxido de cálcio (mais de

34%), óxido de ferro (mais de 29%) e sílica (mais de 14%). Verifica-se ainda que, em termos médios, a composição química da *Escória do Seixal* não apresenta valores muito diferentes para os diferentes tempos de maturação (ver Figura 4.13).

Quadro 4.8: Composição química da *Escória do Seixal*

Elemento	Média (%)	Desvio Padrão (%)	Média (%)	Desvio Padrão (%)
	Escória com 3 meses de maturação		Escória com 6 meses de maturação	
Na <sub>2</sub> O	0,10	0,024	0,09	0,013
MgO	2,99	0,254	4,44	0,397
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,20	0,260	5,77	0,153
SiO <sub>2</sub>	14,97	0,464	15,72	0,259
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,76	0,049	0,68	0,036
SO <sub>3</sub>	0,66	0,134	1,09	0,294
K <sub>2</sub> O	0,02	0,005	0,05	0,005
CaO	33,97	0,875	35,21	1,140
TiO <sub>2</sub>	0,71	0,029	0,77	0,026
V	0,07	0,004	0,08	0,004
Cr	1,57	0,139	1,50	0,039
Mn	3,60	0,154	3,92	0,287
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	34,15	1,476	30,40	0,695
Cu	0,03	0,002	0,02	0,000
Zn	0,01	0,003	0,02	0,004
Sr	0,03	0,003	0,04	0,003
ZrO <sub>2</sub>	0,03	0,003	0,04	0,002
Ba	0,13	0,007	0,14	0,006

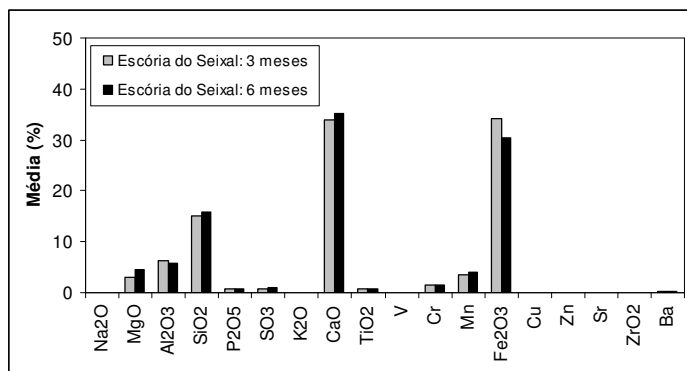


Figura 4.13: Valores médios da composição química da *Escória do Seixal* aos 3 e 6 meses de maturação

A análise mineralógica foi realizada por difracção de raios X, complementada por observação em microscopia electrónica de varrimento, sobre uma amostra com 6 meses de

maturação. A difracção de raios X permitiu identificar a presença de Wustite ( $\text{Fe}_{0,965}\text{O}$ ), Silicato de cálcio ( $\text{Ca}_2\text{SiO}_4$ ) e Ghelenite ( $\text{Ca}_2\text{Al}(\text{AlSiO}_7)$ ). A observação em microscópio electrónico de varrimento permitiu detectar a presença de 7 fases, as quais estão indicadas na Figura 4.14. A micro-análise das fases pode ser consultada no relatório interno CVR 51/2005 (Castro, 2005b).

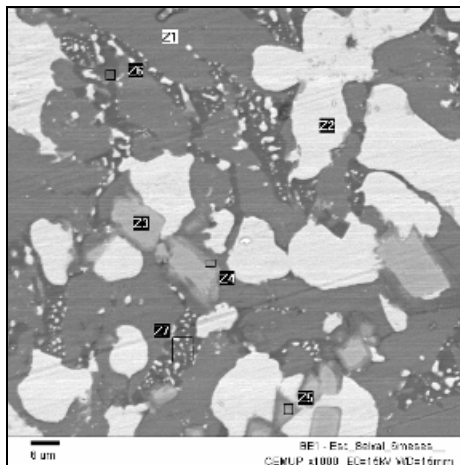


Figura 4.14: Aspecto geral e de fases presentes na *Escória do Seixal*

Os resultados obtidos dos ensaios relativos à perda ao rubro mostraram que a *Escória do Seixal*, tal como a *Escória da Maia*, é um material com boa estabilidade térmica e boa estabilidade no tempo, dado que as amostras sofreram aumento de massa em cerca de 0,4% e 1%, para os agregados processados das escórias com 3 e 6 meses de maturação, respectivamente. O aumento em massa julga-se ser devido à oxidação do ferro.

Os resultados quantitativos do ensaio do sulfato de magnésio (realizado sobre uma amostra colhida numa pilha com fuso granulométrico 0/40 em que o tempo de maturação não era conhecido), mostraram que não há perdas em massa dos provetes, pelo que se trata de um material com muito boa estabilidade aos agentes climáticos, em especial a baixas temperaturas. O ensaio do sulfato de magnésio foi realizado segundo a norma NP 1378-1976.

No Quadro 4.9 apresentam-se, sucintamente, as características obtidas para as propriedades geométricas, físicas e mecânicas da *Escória do Seixal*. No mesmo quadro apresentam-se ainda as normas/especificações utilizadas na determinação dos diversos parâmetros.

Segundo a norma europeia EN 13242 a *Escória do Seixal* é um agregado de granulometria extensa que pertence às categorias  $G_A80$  e  $f_7$ , relativamente à percentagem em finos, e trata-se de um material não plástico. Quanto ao índice de achatamento e de forma pertencem à categoria  $FI_{20}$  e  $SI_{20}$ , respectivamente. Quanto à resistência à fragmentação e ao desgaste pertencem às categorias  $LA_{25}$  e  $MDe_{20}$ , respectivamente, tratando-se por isso de um material de boa resistência à abrasão e ao desgaste. Refira-se que estas classificações podem sofrer ligeiras modificações dado que todas as propriedades foram obtidas com as

normas/especificações portuguesas comumente utilizadas em Portugal aquando da realização dos ensaios, e não com as normas europeias actualmente em vigor.

Além disso, pode-se ainda concluir que se trata de um material com uma massa volúmica seca máxima elevada,  $2,32 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  e um teor em água óptimo baixo (cerca de 5,0%), correspondentes a uma energia de compactação pesada. O valor de CBR imediato determinado, para uma energia de compactação pesada, foi relativamente baixo (100%) comparativamente com os valores normalmente determinados para os agregados processados das escórias de aciaria e para os materiais naturais, mas ainda assim superior ao valor encontrado na *Escória da Maia* (72%).

Quadro 4.9: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas da *Escória do Seixal*

Propriedade	Norma/ Especificação	Parâmetros	Valor	
Geométricas	E 196 - 1966	Dimensão máxima das partículas: Dmax (mm)	38,1	
		Granulometria		
		Coeficiente de uniformidade: Cu	33,2	
		Coeficiente de curvatura: Cc	4,3	
		Finos (<0,074mm) (%)	6,5	
	BS - 812	Índice de achatamento: FI (%)	5	
	BS - 812	Índice de forma: SI (%)	6	
Físicas	E 199 - 1967	Equivalente de areia: EA (%)	80	
	NF P 18 - 592	Valor de azul de metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)	0	
	NP 143 - 1969	Limites de Atterberg	Limite de liquidez: LL	NP
			Limite de plasticidade: LP	NP
	NP 581 - 1969	Massa volúmica ( $\times 10^3 \text{ kg/m}^3$ )	material impermeável: $\rho_i$	3,31
			partículas saturadas: $\rho_s$	3,05
			partículas secas: $\rho_d$	2,94
NP 581 - 1969	Absorção de água: Abs (%)		3,87	
NP 83 - 1965	Densidade das partículas: Gs		3,07	
Mecânicas	E 237 - 1970	Los Angeles: LA (%)	23	
	NP EN 1097 - 1	Micro-Deval: MDe(%)	11	
	E 197 - 1966	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: $\rho_{dOPM}$ ( $\times 10^3 \text{ kg/m}^3$ )	2,32
			Teor em água: $w_{OPM}$ (%)	5,0
	E 198 - 1967	Índice de Suporte Californiano: CBR <sup>(2)</sup>	Imediato (%)	100
Embebido (%)			51	
Expansibilidade			0	

<sup>(1)</sup>valor exprimido em gramas de azul por 100g de material; <sup>(2)</sup>correspondente a compactação pesada

#### 4.4.4. Agregado Granítico

No Quadro 4.10 apresentam-se as principais características geométricas, físicas e mecânicas do *Agregado Granítico*. Este agregado foi utilizado na camada de base do trecho experimental realizado durante este trabalho. No mesmo quadro apresentam-se ainda as normas/especificações seguidas para a aferição dos diversos parâmetros. Todos os resultados que constam do Quadro 4.10 foram facultados pela empresa CJR, excepto os apresentados para a análise granulométrica, densidade das partículas, limites de Atterberg, Proctor modificado e CBR, cujos ensaios foram realizados na secção de Geotecnia do LEC-UM.

Quadro 4.10: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do *Agregado Granítico*

Propriedade	Norma/ Especificação	Parâmetros	Valor	
Geométricas	E 239 - 1966	Dimensão máxima das partículas: D <sub>max</sub> (mm)	38,5	
		Granulometria		
		Coeficiente de uniformidade: C <sub>u</sub>	63,3	
		Coeficiente de curvatura: C <sub>c</sub>	2,8	
		Finos (<0,074mm) (%)	7,6	
	EN 933 - 3	Índice de achatamento: FI (%)	≤20	
	EN933 - 4	Índice de forma: SI (%)	≤20	
Físicas	EN 1097 - 6	Massa volúmica (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )		
		Material impermeável: ρ <sub>i</sub>	2,68	
		Partículas saturadas: ρ <sub>s</sub>	2,62	
		Partículas secas: ρ <sub>d</sub>	2,59	
	Absorção de água: Abs (%)	1,21		
	NP 83 - 1965	Densidade das partículas: G <sub>s</sub>	2,65	
	EN 933 - 8	Equivalente de areia: EA (%)	40	
	EN 933 - 9	Valor de azul de metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)	2	
	NP 143 – 1969	Limites de Atterberg		
		Limite de liquidez: LL Limite de plasticidade: LP	NP NP	
Mecânicas	EN 1097 – 2	Los Angeles: LA (%)	≤40	
	EN 1097 - 1	Micro-Deval: MDe (%)	≤20	
	E 197 - 1966	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: ρ <sub>dOPM</sub> (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	2,12
			Teor em água: W <sub>OPM</sub> (%)	6,0
	E 198 - 1967	Índice de Suporte Californiano: CBRi <sup>(2)</sup> (%)	79	

<sup>(1)</sup>valor exprimido em gramas de azul por kg de material; <sup>(2)</sup>correspondente a compactação pesada

De acordo com a norma europeia EN 13242 (2002), o *Agregado Granítico* é um agregado de granulometria extensa de categoria G<sub>A</sub>80, e f<sub>9</sub> relativamente à percentagem em



finos. Refira-se contudo, que os resultados apresentados para a análise granulométrica foram obtidos com as normas/especificações portuguesas. Quanto ao índice de achatamento pertencem à categoria  $FI_{20}$  e quanto ao índice de forma pertencem à categoria  $SI_{20}$ . Relativamente à absorção de água pertence à classe  $WA_{242}$  e às categorias  $LA_{40}$  e  $MDe_{20}$  quanto à resistência à fragmentação e ao desgaste, respectivamente.

Os valores da massa volúmica seca máxima e do teor em água ótimo, correspondentes a uma energia de compactação pesada, são de  $2,12 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  e de 6,0%, respectivamente. O valor de CBR imediato determinado, para uma energia de compactação pesada e um teor em água próximo do valor ótimo foi relativamente baixo (79%) comparativamente com os valores normalmente encontrados para estes materiais.

Quanto à composição mineralógica o *Agregado Granítico* é um material com 30% de quartzo, 27% de feldspato potássico, 33% de plagioclase, 9% de biotite e 1% de moscovite, apresentando ainda 0,1% de contaminantes ligeiros.

#### 4.4.5. Saibro Granítico

No Quadro 4.11 apresentam-se as principais características geométricas, físicas e mecânicas do *Saibro Granítico*. Este solo foi utilizado no trecho experimental, realizado durante este trabalho, nas camadas de aterro e leito de pavimento.

Quadro 4.11: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do *Saibro Granítico*

Propriedade	Norma/ Especificação	Parâmetros	Valor
Geométricas	E 196 - 1966	Dimensão máxima das partículas: Dmax (mm)	12,7
		Granulometria Coeficiente de uniformidade: Cu	40
		Coeficiente de curvatura: Cc	3,09
		Finos (<0,074mm) (%)	9,6
Físicas	E 199 - 1967	Equivalente de Areia: EA (%)	30
	NF P 94 - 068	Valor de Azul de Metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)	0,199
	NP 143 – 1969	Limites de Atterberg Limite de liquidez: LL	NP
		Limite de plasticidade: LP	NP
NP 83 – 1965	Densidade das partículas: Gs	2,65	
Mecânica	E 197 – 1966	Proctor Massa volúmica seca: $\rho_{dOPM}$ ( $\times 10^3 \text{ kg/m}^3$ )	1,90
		modificado Teor em água: $W_{OPM}$ (%)	12
	E 198 - 1967	Índice de Suporte Californiano imediato: $CBR_i^{(2)}$ (%)	30

<sup>(1)</sup>valor exprimido em gramas de azul por 100g de solo; <sup>(2)</sup>correspondente a compactação pesada

De acordo com a classificação proposta na especificação LNEC E 240 – 1970 o *Saibro Granítico* é um material granular A -1-a (0) ou seja, um solo com comportamento excelente quando utilizado nos pavimentos em camada de aterro. O valor determinado para o valor de azul de metileno (<0,2) permite classificar o material como um solo pouco sensível à água.

Da análise do Quadro 4.11 verifica-se ainda que o *Saibro Granítico* é um material com uma massa volúmica seca máxima de  $1,90 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  e um teor em água óptimo de 12,0%, correspondentes a uma energia de compactação pesada. O valor de CBR imediato determinado, para uma energia de compactação pesada e um teor em água próximo do valor óptimo foi relativamente elevado (30%) comparativamente com os valores normalmente encontrados para estes materiais.

Em laboratório realizou-se ainda a sua caracterização ambiental através de um ensaio de lixiviação. Sobre o lixiviado foram determinados todos os parâmetros constantes no Quadro 2.9 (referentes aos valores máximos de admissibilidade previstos no Decreto-Lei n.º 152/2002 para os lixiviados dos resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes). A lixiviação da amostra foi realizada segundo o preconizado na norma DIN 38414-S4. Refira-se que não se utilizou a norma europeia EN 12457-Parte 4 prevista no Decreto-Lei n.º 183/2009, porque os ensaios foram realizados anteriormente à data de entrada em vigor deste diploma. No Quadro 4.12 apresentam-se os resultados obtidos para a lixiviabilidade e como se pode verificar o *Saibro Granítico* é inerte.

Quadro 4.12: Composição química do lixiviado do *Saibro Granítico*

Parâmetro	Unidade	Resíduo admissível em aterro para resíduos inertes (Dec.-Lei n.º 152/2002)	Valor
pH	-	5,5<pH<12	8,4
Condutividade Eléctrica (CE)	mS/cm	6<CE<50	0,14
COT	mg.C/l	40	2,8
Arsénio	mg/l	0,1	0,01
Cádmio	mg/l	0,1	<0,01
Cobre	mg/l	2	0,42
Crómio VI	mg/l	0,1	<0,05
Crómio total	mg/l	0,5	<0,05
Mercúrio	mg/l	0,02	<0,01
Níquel	mg/l	0,5	0,09
Chumbo	mg/l	0,5	0,1
Zincos	mg/l	2	0,22
Fenóis	mg/l	1	0,05
Fluoretos	mg/l	5	0,1
Cloretos	mg/l	500	<1
Sulfatos	mg/l	500	161
Nitritos	mg/l	3	0,04
Amónia	mg/l	5	<0,13
Cianetos	mg/l	0,1	<0,05
AOX	mg Cl/l	0,3	0,016

COT: Carbono Orgânico Total; AOX: Haletos Orgânicos Adsorvíveis

#### 4.5. CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentou-se a metodologia de estudo adoptada para a caracterização dos materiais em estudo nomeadamente, os agregados processados das escórias de aciaria produzidas pela SN, e dois materiais naturais, um *Agregado Granítico* e um *Saibro Granítico*. Fez-se ainda uma breve descrição dos ensaios mecanicistas realizados para avaliar o desempenho mecânico dos materiais e respectivo procedimento, bem como a preparação dos provetes. Além disto, apresentaram-se também as propriedades químicas/ambientais, mineralógicas, granulométricas, físicas e mecânicas obtidas para cada um dos materiais em estudo.

A análise à composição química dos agregados processados das escórias produzidas na SN da Maia e do Seixal, com diferentes períodos de maturação (3 e 6 meses), foi obtida por espectrometria de fluorescência de raios X, para uma base de 100% em peso seco. Da análise dos resultados verificou-se que a *Escória da Maia* é maioritariamente constituída por óxido de ferro (mais de 45%), óxido de cálcio (mais de 23%) e óxido de sílica (mais de 11,5%). A *Escória do Seixal* é maioritariamente constituída por óxido de cálcio (mais de 34%), óxido de ferro (mais de 29%) e óxido de silício (mais de 14%). Além disso, verificou-se ainda que, em termos médios, as composições químicas obtidas para os agregados processadas com os diferentes períodos de maturação (3 e 6 meses), a variabilidade dentro da própria Siderurgia é menor, para a maior parte das espécies químicas, do que a variabilidade composicional entre as duas Siderurgias.

A análise mineralógica realizada por difracção de raios X identificou a presença de wustite ( $\text{Fe}_{0,965}\text{O}$ ), hematite ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), kirschsteinite ( $\text{Ca}(\text{FeO}_{0,69}\text{MgO}_{0,31})\text{SiO}_4$ ) e akermanite ( $\text{Ca}_2\text{Mg}(\text{Si}_2\text{O}_7)$ ), na *escória da Maia* e wustite ( $\text{Fe}_{0,965}\text{O}$ ), silicato de cálcio ( $\text{Ca}_2\text{SiO}_4$ ) e ghelenite ( $\text{Ca}_2\text{Al}(\text{AlSiO}_7)$ ), na *escória do Seixal*.

Da avaliação relativa à alterabilidade do material quando sujeito a agentes atmosféricos, em especial a baixas temperaturas, realizado através do ensaio sulfato de magnésio, verificou-se que se trata de um material com muito boa estabilidade aos agentes climatéricos, em especial a baixas temperaturas, uma vez que as perdas em massa dos provetes foram insignificantes ( $\leq 0,3\%$ ). Além disso, os resultados qualitativos mostraram ainda que nenhuma das partículas sofreu fissuração, nem fragmentação, verificando-se apenas uma ligeira esfoliação.

Da avaliação relativa à alterabilidade do material quando sujeito a altas temperaturas, efectuada através do ensaio de perda ao rubro, verificou-se que se tratam de materiais com boa estabilidade térmica e boa estabilidade no tempo, uma vez que as amostras sofreram um ligeiro aumento da massa ( $< 1\%$ ). Este aumento em massa pode ser devido à oxidação do ferro quando este foi submetido às elevadas temperaturas aplicadas no ensaio ( $1000^\circ\text{C}$ ).

Da comparação realizada entre os resultados do ensaio de lixiviação, efectuado sobre a *Escória da Maia* numa amostra com 3 meses de maturação, e os valores limites previstos na tabela nº 3 do Anexo III do Decreto – Lei nº 152/2002 Decreto–Lei verificou-se que todos os

elementos apresentam valores menores e por vezes significativamente menores aos valores limites de lixiviação exigidos, pelo que a *Escória da Maia* é, do ponto de vista da sua lixiviabilidade, um resíduo admissível em aterros para resíduos inertes.

Quanto às propriedades de engenharia, os agregados processados das escórias são materiais com granulometria extensa, não plásticos, pertencem à categoria  $Fl_{20}$  quanto ao índice de achatamento e  $Sl_{20}$  quanto ao índice de forma. São ainda materiais de boa resistência à abrasão e ao desgaste (traduzidas por um valor de Los Angeles da ordem dos 25% e um valor de micro-Deval de 11%), pouco fragmentáveis e pouco degradáveis (1,18 e 1,01 respectivamente). Além disso, pode-se ainda concluir que se trata de um material com uma massa volúmica seca máxima elevada, ( $2,32$ ,  $2,39$  e  $2,4 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ , para a *Escória do Seixal*, *Escória do Trecho* e *Escória da Maia*, respectivamente) e um teor em água ótimo baixo (3,5, 4,8 e 5%, para a *Escória da Maia*, *Escória do Trecho* e *Escória do Seixal*, respectivamente) correspondentes a uma energia de compactação pesada. O valor de CBR imediato determinado, para uma energia de compactação pesada, é relativamente baixo (da ordem dos 70% para a *Escória da Maia* e dos 100% para a *Escória do Trecho* e a *Escória do Seixal*) comparativamente com os valores normalmente encontrados para os agregados siderúrgicos e para os materiais naturais.

Para a *Escória da Maia* verificou-se ainda que se trata de um material com durabilidade elevada, traduzida por um índice de desgaste superior a 98%, com resistência à compressão simples da ordem dos 54,3MPa e uma resistência elevada, Grau R4, de acordo com a classificação proposta pelo ISRM.

O *Agregado Granítico* é um agregado de granulometria extensa. Quanto ao índice de achatamento pertencem à categoria  $Fl_{20}$  e quanto ao índice de forma pertencem à categoria  $Sl_{20}$ . Relativamente à absorção de água pertence à classe  $WA_{242}$  e às categorias  $LA_{40}$  e  $MDe_{20}$  quanto à resistência à fragmentação e ao desgaste, respectivamente. Os valores da massa volúmica seca máxima e do teor em água ótimo, correspondentes a uma energia de compactação pesada, são de  $2,12 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  e de 6,0%, respectivamente. O valor de CBR imediato determinado, para esta energia de compactação e para um teor em água próximo do valor ótimo, foi relativamente baixo (79%) comparativamente com os valores normalmente encontrados para estes materiais.

O *Saibro Granítico* é um material granular pouco sensível à água com classificação A-1-a (0) sendo por isso, considerado um solo com comportamento excelente quando utilizado nos pavimentos em camada de aterro. É um material com uma massa volúmica seca máxima de  $1,90 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  e um teor em água ótimo de 12,0%, correspondentes a uma energia de compactação pesada e o valor de CBR imediato determinado para estas condições foi relativamente elevado (30%) comparativamente com os valores normalmente encontrados para estes materiais. Além disso, a caracterização ambiental permitiu verificar, que tal como era esperado, este material é inerte.



## **5. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS E DA GRANULOMETRIA NAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE NO DOMÍNIO DAS PEQUENAS DEFORMAÇÕES**

### **5.1. INTRODUÇÃO**

Dos diversos estudos realizados para identificar a influência de vários factores sobre o módulo de deformabilidade no domínio das pequenas deformações concluiu-se que o índice de vazios é um dos parâmetros mais importantes na avaliação da rigidez elástica (Iwasaki e Tatsuoka, 1977, Gomes Correia et al. 2001). Contudo, no caso dos materiais granulares, como se verificou no Capítulo 3, as propostas existentes para a influência do índice de vazios no comportamento reversível destes materiais são na maioria baseadas em estudos sobre areias, sabendo-se muito pouco sobre esta influência, no caso de materiais com granulometria mais grosseira e sobretudo quando bem compactados e bem graduados. No sentido de se esclarecer qual a função de índice de vazios que melhor descreve o comportamento deste tipo de materiais realizou-se um vasto estudo laboratorial e neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos.

Durante este trabalho também se estudou a influência da granulometria no comportamento reversível dos materiais granulares e os resultados obtidos são também apresentados neste capítulo.

Para o estudo da influência destes factores (índice de vazios e granulometria) nas características de deformabilidade dos materiais granulares, realizaram-se vários ensaios triaxiais cíclicos de precisão de muito pequena amplitude e de curta duração (os quais envolvem um número pequeno de ciclos) sobre provetes reconstituídos com os agregados obtidos da escória do Seixal, denominados neste trabalho por *Escória do Seixal*, com várias granulometrias e várias compacidades, no estado seco.

## 5.2. CURVAS GRANULOMÉTRICAS ESTUDADAS

No sentido, de se estudar a influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade dos materiais granulares, foram seleccionadas para o estudo oito curvas granulométricas, onde a dimensão máxima das partículas,  $D_{max}$ , varia dos 2mm aos 19mm e os valores do coeficiente de uniformidade,  $C_u$ , variam de 1 a 48. As curvas granulométricas ensaiadas apresentam-se na Figura 5.1 e as suas características geométricas apresentam-se no Quadro 5.1. Como já referido, o material base utilizado no estudo foi a *Escória do Seixal*.

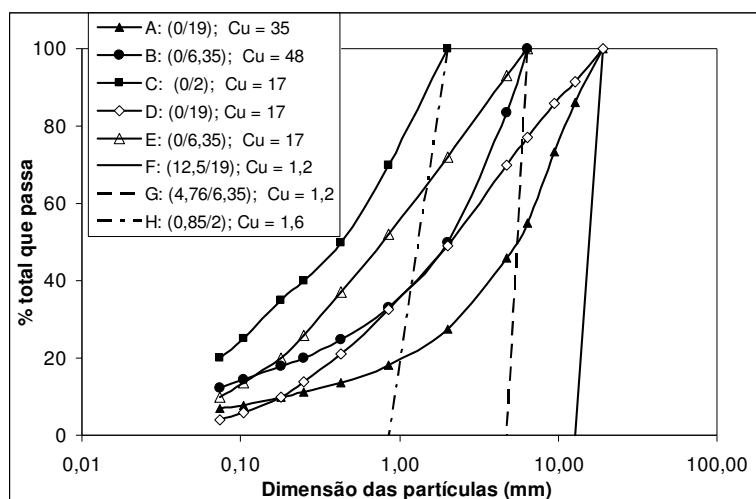


Figura 5.1: Curvas granulométricas estudadas

O estudo sobre a influência do índice de vazios nas características de deformabilidade foi realizado sobre as curvas A, B e C. As curvas A e B referem-se às curvas truncadas do material integral (agregado 0/40) para as dimensões de 19,1mm e 6,35mm, respectivamente. A curva C, correspondente a um agregado (0/2), refere-se ao limite superior do fuso granulométrico referente às especificações do caderno de encargo das Estradas de Portugal para solo seleccionado tipo II-E, a aplicar em camadas de sub-base. As restantes curvas granulométricas (D, E, F, G e H) foram reconstituídas de forma a, em conjunto com as curvas A, B e C, se poder estudar a influência da granulometria, nas características de deformabilidade dos materiais granulares.

Quadro 5.1: Características geométricas das curvas granulométricas

Curva	Dmax(mm)	D60(mm)	D50(mm)	D30(mm)	D10(mm)	%finos	Cc	Cu
A	19	7	5,5	2,3	0,200	6,8	3,78	35
B	6,35	2,7	2	0,69	0,056	12,4	3,15	48
C	2	0,6	0,41	0,14	0,036	20,0	0,91	17
D	19	3,14	2	0,735	0,180	4,0	0,95	17
E	6,35	1,27	0,75	0,3	0,074	10,0	0,96	17
F	19	16,63	18	14,46	13,47	0,0	0,93	1,2
G	6,35	5,702	5,5	5,210	4,904	0,0	0,97	1,2
H	2	1,426	1,25	1,125	0,912	0,0	0,97	1,6

D<sub>i</sub>: Diâmetro; Cc: Coeficiente de curvatura; Cu: Coeficiente de uniformidade

### 5.3. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS

#### 5.3.1. Características dos provetes ensaiados

Para se proceder ao estudo da influência do índice de vazios no módulo de deformabilidade determinou-se primeiramente, para o material seco, os valores de índice de vazios mínimo ( $e_{min}$ ) e máximo ( $e_{max}$ ) para as curvas granulométricas em ensaio (ver Quadro 5.2). De seguida confeccionaram-se os provetes, no estado seco, de forma a se percorrer o intervalo de compacidade possível, isto é, desde o estado muito solto ao estado muito denso, como se pode verificar do Quadro 5.2.

Quadro 5.2: Características dos provetes ensaiados para a determinação da influência do índice de vazios no módulo de deformabilidade

Curva	Dmax (mm)	$e_{min}$	$e_{max}$	Ref. <sup>a</sup> Provete	w (%)	$e_0$	GC (%)
A	19,1	0,230	0,545	SATP1	0,0	0,232	99,4
				SATP2	0,0	0,362	58,1
				SATP3	0,0	0,479	21,0
				SATP4	0,0	0,500	14,3
B	6,35	0,309	0,605	SBTP1	0,0	0,312	99,0
				SBTP2	0,0	0,338	90,2
				SBTP3	0,0	0,387	73,6
				SBTP4	0,0	0,447	53,4
				SBTP5	0,0	0,581	8,1
C	2	0,504	0,937	SCTP1	0,0	0,517	97,0
				SCTP2	0,0	0,570	84,8
				SCTP3	0,0	0,639	68,8
				SCTP4	0,0	0,872	15,0

Dmax: Dimensão máxima;  $e_{min}$ : Índice de vazios mínimo;  $e_{max}$ : Índice de vazios máximo;  $e_0$ : Índice de vazios inicial do provete; w: Teor em água; GC: Grau de compacidade



### 5.3.2. Resultados obtidos

Na Figura 5.2 apresentam-se os valores obtidos para o módulo de deformabilidade em função da tensão vertical, para níveis de deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$ , para todos os provetes ensaiados. Na Figura 5.2a) apresentam-se os resultados obtidos para os provetes ensaiados sobre a curva granulométrica A, a que corresponde um agregado (0/19). Na Figura 5.2b) e Figura 5.2c) apresentam-se os resultados obtidos para os provetes ensaiados sobre a curva granulométrica B, a que corresponde um agregado (0/6,35), e sobre a curva granulométrica C, a que corresponde um agregado (0/2).

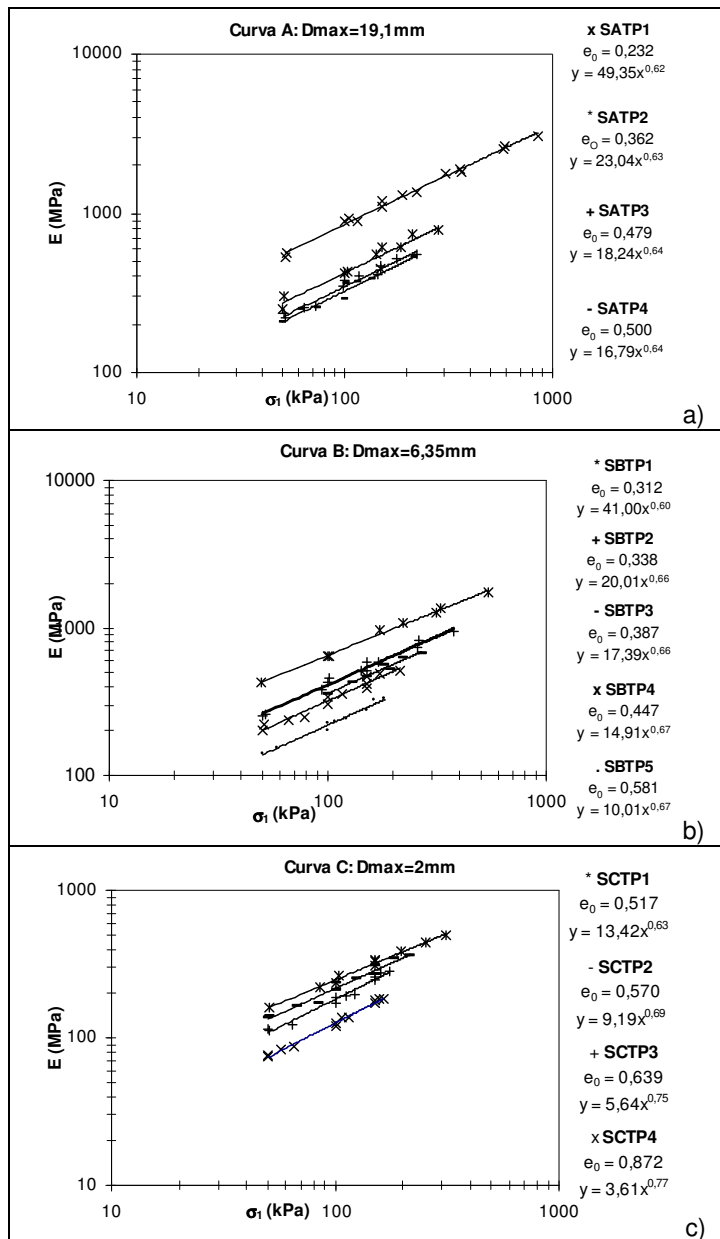


Figura 5.2: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical, para provetes com diferentes índices de vazios e para as curvas: a) A (0/19); b) B (0/6,35); e c) C (0/2).

Da análise conjunta da Figura 5.2a), Figura 5.2b) e Figura 5.2c) verifica-se, por um lado, como era de esperar, que à medida que o índice de vazios inicial dos provetes diminui o módulo de deformabilidade aumenta, para a mesma tensão vertical e por outro lado, o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento da tensão vertical.

### 5.3.3. Modelos utilizados

Dado que os principais factores que influenciam o módulo de deformabilidade dos materiais granulares são o nível de tensão e o índice de vazios, para se proceder ao estudo da influência do índice do índice de vazios nas características de deformabilidade os resultados dos ensaios foram modelados através da Equação (5.1), onde  $C$  é um parâmetro que depende essencialmente da mineralogia das partículas, da forma dos grãos, da distribuição da granulometria para os materiais granulares, da percentagem de finos e dos limites de Atterberg, para os solos coesivos;  $F(e)$  é a função do índice de vazios;  $\sigma$  é a tensão efectiva ou tensão total; e  $n$  é um expoente que teoricamente vale 1/3 para um arranjo de bolas esféricas (Teoria de Hertz) e para o caso de materiais reais ronda o valor de 0,5.

$$E = CF(e) \left( \frac{\sigma}{p_a} \right)^n \quad (5.1)$$

Refira-se que a influência do nível de tensão no módulo de deformabilidade vertical ( $E$ ) é definida através de uma lei de potência a qual, de acordo com vários autores (Jiang et al., 1997, Hoque e Tatsuoka, 1998, Gomes Correia et al., 2001), não inclui a tensão horizontal,  $\sigma_3$ , como variável.

Para a função de índice de vazios utilizaram-se duas propostas: a de Hardin e Richart (1963) e a de Lo Presti et al. (1995). Substituindo na Equação (5.1) a proposta de Hardin e Richart (1963), dada pela Equação (3.18), obtém-se a Equação (5.2) e substituindo a proposta de Lo Presti et al. (1995), dada pela Equação (3.20), obtém-se a Equação (5.3), onde  $\sigma_1$  é a tensão efectiva vertical,  $C$ , como já referido, é um parâmetro que depende das características do material,  $e$  é o índice de vazios,  $B$  e  $x$  são constantes da função de índices de vazios para a proposta de Hardin e Richart (1963) e Lo Presti et al. (1995), respectivamente, como já definidas no Capítulo 3, Secção 3.2.5.

$$E = C \frac{(B - e)^2}{(1 + e)} \left( \frac{\sigma_1}{p_a} \right)^n \quad (5.2)$$

$$E = C e^{-x} \left( \frac{\sigma_1}{p_a} \right)^n \quad (5.3)$$

### 5.3.4. Método utilizado para determinação dos parâmetros dos modelos

O método utilizado para determinar os parâmetros dos modelos foi o método dos mínimos quadrados. A aproximação consiste em encontrar os valores dos parâmetros ( $C$ ,  $B$  e  $n$  no caso

de se utilizar a Equação (5.2) e  $C$ ,  $x$  e  $n$ , no caso de se utilizar a Equação (5.3), de tal forma que a função se ajuste tão bem quanto possível às  $N$  medidas. Para se proceder aos ajustes utiliza-se a Equação (5.4), onde  $S$  é a soma do quadrado dos desvios correspondente aos valores medidos ( $E_i$ ) e calculados ( $f_i$ ).

$$S = \sum_{i=1}^N [E_i - f_i]^2 \quad (5.4)$$

O ajuste consiste em verificar os valores dos parâmetros que tornam mínimo o valor de  $S$ . A solução é determinada através de um processo iterativo de resoluções lineares. Em cada iteração a função  $f$  é linearizada para os valores próximos dos parâmetros obtidos na iteração anterior. Se o parâmetro inicial está suficientemente próximo da solução procurada o processo converge e o ajuste é quantificado através do coeficiente de determinação ( $R^2$ ).

O procedimento apresentado para a determinação dos parâmetros dos modelos foi implementado em folhas de Excel 2003 denominadas de HARDIN.XLS e LOPRESTI.XLS. Estas folhas utilizam a função SOLVER do Excel para determinar os parâmetros do modelo. Esta função pode ser utilizada para resolver problemas de otimização lineares e não-lineares. Pode ainda ser utilizada para resolver problemas contendo até 200 variáveis de decisão e 400 restrições simples.

### 5.3.5. Discussão dos resultados

Na Figura 5.3 e Figura 5.4, apresentam-se os valores calculados pelos modelos (equações (5.2) e (5.3), Hardin e Richart (1963) e Lo Presti et al. (1995), respectivamente) em função dos resultados obtidos dos ensaios. Como se pode verificar da análise conjunta da Figura 5.3 e da Figura 5.4, verifica-se que globalmente a equação de Lo Presti et al. (1995) traduz melhor a influência do índice de vazios no módulo de deformabilidade do que a equação proposta por Hardin e Richart (1963), uma vez que os valores obtidos com as equações de Lo Presti et al. (1995) caem mais próximos da recta com declive 1, indicando a melhor qualidade do ajuste do modelo.

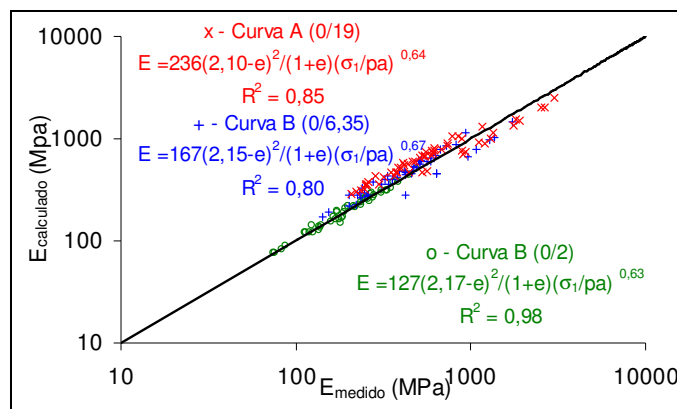


Figura 5.3: Relação entre o módulo de deformabilidade medido e calculado utilizando a proposta de Hardin e Richart (1963) para a função do índice de vazios

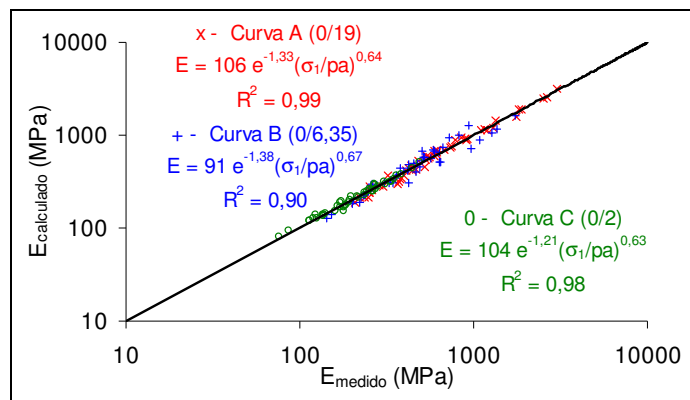


Figura 5.4: Relação entre o módulo de deformabilidade medido e calculado utilizando a proposta de Lo Presti et al. (1995) para a função do índice de vazios

No Quadro 5.3 apresentam-se os parâmetros dos modelos encontrados para cada uma das curvas granulométricas, bem como, os valores do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) obtidos com cada uma das propostas para  $F(e)$  (Hardin e Richart, 1963 e de Lo Presti et al., 1995). Da análise dos valores obtidos para os coeficientes de determinação verifica-se que, em geral, com a proposta de Lo Presti et al. (1995) se obtém valores bastante superiores relativamente aos encontrados com a proposta de Hardin e Richart (1963), exceptuando o caso da curva C. Refira-se que a curva C corresponde a um agregado onde a dimensão máxima das partículas é 2mm, pelo que se está na presença de areias, materiais para os quais foram estabelecidas as leis de Hardin e Richart (1963). Dos valores encontrados para o coeficiente de determinação verifica-se ainda que as curvas A e B (que correspondem a cascalhos) não devem ser modeladas através da proposta de Hardin e Richart (1963), uma vez que os valores são baixos (0,85 para a curva A e 0,80 para a curva B).

Quadro 5.3: Parâmetros encontrados para os modelos e respectivos coeficientes de determinação

Curva	Características das curvas			Hardin e Richart (1963)				Lo Presti et al. (1995)			
	Dmax (mm)	D50 (mm)	Cu	C (MPa)	B	n	$R^2$	C (MPa)	x	n	$R^2$
A	19	5,5	35	236	2,10	0,64	0,85	106	1,33	0,64	0,99
B	6,35	2	48	168	2,15	0,67	0,80	91	1,38	0,67	0,90
C	2	0,41	17	128	2,17	0,63	0,98	104	1,21	0,63	0,98

Na Figura 5.5 apresentam-se, para as três curvas ensaiadas, os valores do módulo de deformabilidade, normalizados para a tensão vertical ( $\sigma_1^n / p_a$ ). Como se pode verificar, após a normalização dos valores para a tensão vertical, à medida que o  $Cu$  aumenta a influência do

índice de vazios nas características de deformabilidade é mais elevada. Isto é, o módulo de deformabilidade aumenta com a diminuição do índice de vazios, e a razão do aumento de  $E$  com a diminuição do índice de vazios é maior com o aumento de  $Cu$  (o valor do expoente da função do índice de vazios aumenta com o aumento de  $Cu$ ). Esta constatação também foi verificada por Kokusho e Yoshida (1997), quando mediram as velocidades de corte em cascalhos, em que a compactidade de cada cascalho variava entre os estados muito solto a muito denso, com  $Cu$  muito diferentes.

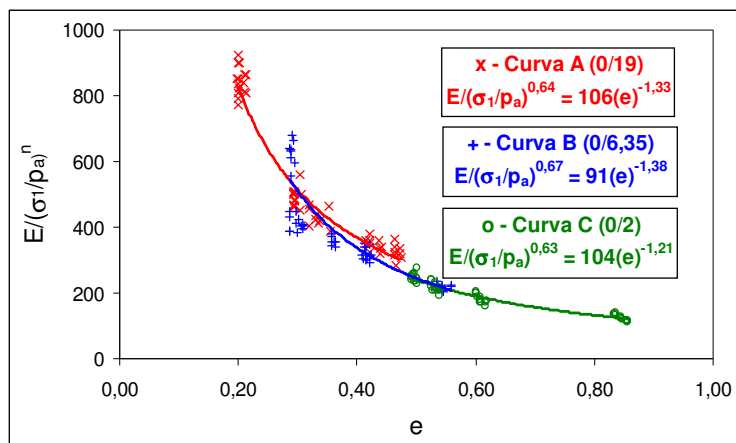


Figura 5.5: Módulo de deformabilidade normalizado para a tensão vertical em função do índice de vazios

Da análise dos resultados obtidos pode-se ainda constatar que o valor do expoente,  $x$ , para a função do índice de vazios, aumenta com o aumento do  $Cu$ . Essa influência pode se traduzir através de uma lei de potência, dada pela Equação (5.5), como se pode verificar dos resultados apresentados na Figura 5.6.

$$x = 0,844Cu^{0,127} \tag{5.5}$$

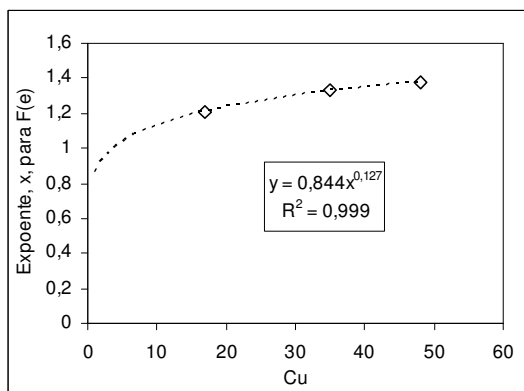


Figura 5.6: Variação do expoente para a função do índice de vazios em função do  $Cu$

Substituindo a Equação (5.5), na Equação (3.20), que corresponde à função do índice de vazios proposta por Lo Presti et al. (1995), encontra-se uma nova expressão para a função

do índice de vazios dada pela Equação (5.6). A avaliação do ajuste integrando esta proposta encontra-se na Secção 5.5.3.

$$F(e) = e^{-0.844Cu^{0.127}} \quad (5.6)$$

#### 5.4. CONFRONTO ENTRE A PROPOSTA DE HARDIN E RICHART (1963) E A NOVA PROPOSTA

Na Figura 5.7 apresentam-se os resultados obtidos em todos os provetes ensaiados, para uma tensão isotrópica de 100kPa. Na mesma figura apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade quando extrapolados através das equações de Hardin e Richart (1963) e a nova proposta.

Da análise da Figura 5.7 verifica-se que os módulos de deformabilidade extrapolados para outros domínios de compacidade (valores de índice de vazios inferiores a cerca de 0,45), utilizando a equação proposta por Hardin e Richart (1963), são bastante inferiores aos valores reais, sobretudo quando os provetes estão compactados. Neste caso em particular, quando se extrapolam os valores do módulo de deformabilidade para índice de vazios próximos de 0,2, os valores encontrados são cerca de 50% inferiores aos reais. Esta constatação leva-nos a concluir que, o módulo de deformabilidade dos materiais granulares com granulometrias mais grosseiras, quando bem compactados, quando for extrapolado para outro domínio de compacidade, utilizando a equação propostas por Hardin e Richart (1963), deve ser tomado com reservas, pois tal extrapolação conduz a valores de  $E$  bem diferentes dos reais.

Pelo contrário a equação proposta pode ser utilizada para extrapolar os módulos de deformabilidade para os diferentes graus de compacidade (desde os estados muito soltos a muito densos) dos materiais granulares.

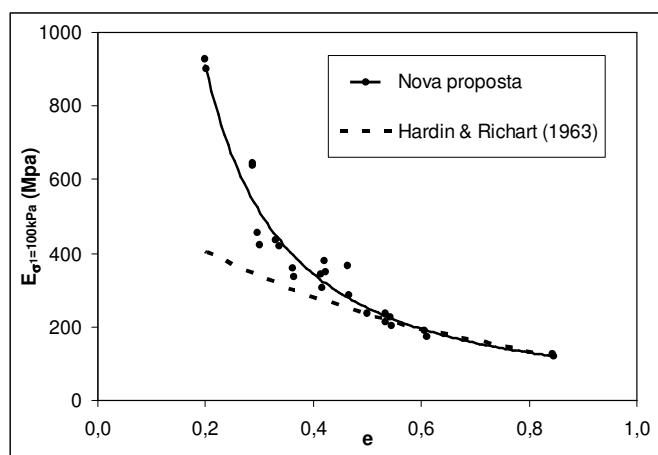


Figura 5.7: Extrapolação de  $E$  através das equações de Hardin e Richart (1963) e a nova proposta

## 5.5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA

### 5.5.1. Características dos provetes ensaiados

No Quadro 5.4 apresentam-se as características de compactação dos provetes ensaiados para o estudo da influência da granulometria nas características de deformabilidade dos materiais granulares. Dado que se pretende comparar os resultados obtidos das diferentes curvas granulométricas, e como verificado anteriormente, o módulo de deformabilidade depende muito do índice de vazios inicial dos provetes, tentou-se compactar todas as amostras para um valor de índice de vazios semelhante, e aproximadamente igual a 0,5. Contudo, como se pode verificar do Quadro 5.4, tal só foi possível para as curvas granulométricas A, B, C, D e E. As restantes curvas (F, G e H) foram compactadas para o valor de índice de vazios o mais próximo possível dos 0,5. Todos os provetes foram compactados no estado seco.

Quadro 5.4: Características dos provetes ensaiados para o estudo da influência da granulometria no módulo de deformabilidade

Curva	Dmax (mm)	Cu	Ref. <sup>a</sup> Proвете	e <sub>0</sub>	w (%)
A	19,1	35	SATP4	0,500	0,0
B	6,35	48	SBTP4	0,447	0,0
C	2	17	SCTP1	0,517	0,0
D	19,1	17	SDTP1	0,494	0,0
E	6,35	17	SETP1	0,505	0,0
F	19,1	1,2	SFTP1	0,786	0,0
G	6,35	1,2	SGTP1	0,699	0,0
H	2	1,6	SHTP1	0,702	0,0

### 5.5.2. Resultados obtidos

Na Figura 5.8 apresentam-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade em função da tensão vertical, para níveis de deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$ , para cada um dos provetes ensaiados. Da análise da Figura 5.8 verifica-se, como era de esperar, que o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento da tensão vertical.

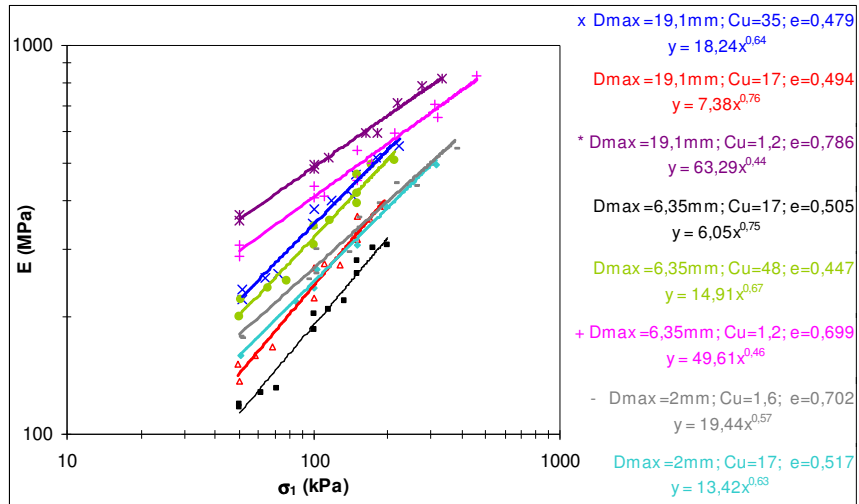


Figura 5.8: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical

### 5.5.3. Validação da nova proposta para a função do índice de vazios

Para se validar a função do índice de vazios proposta, dada pela Equação (5.6), os resultados dos ensaios foram modelados através da Equação (5.7) utilizando o método descrito em 5.3.4 para a aferição dos parâmetros do modelo ( $C$  e  $n$ ).

$$E = C e^{-0,844Cu^{0,127}} (\sigma_1 / p_a)^n \quad (5.7)$$

No Quadro 5.5 apresentam-se os valores do expoente,  $x$ , da função do índice de vazios determinado através da Equação (5.5), para cada uma das curvas granulométricas. Na Figura 5.9 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade medidos em cada um dos provetes ensaiados em função dos valores calculados através do modelo apresentado na Equação (5.7), e como se verifica os resultados caem sobre uma recta de declive 1, indicando o bom ajuste do modelo.

Quadro 5.5: Valor do expoente da nova F(e) para as diferentes curvas granulométricas

Curva	Características geométricas			Expoente
	Dmax (mm)	D50 (mm)	Cu	$x = 0,844Cu^{0,127}$
A	19	5,5	35	1,33
B	6,35	2	48	1,38
C	2	0,41	17	1,21
D	19	2	17	1,21
E	6,35	0,75	17	1,21
F	19	18	1,2	0,86
G	6,35	5,5	1,2	0,86
H	2	1,25	1,6	0,90



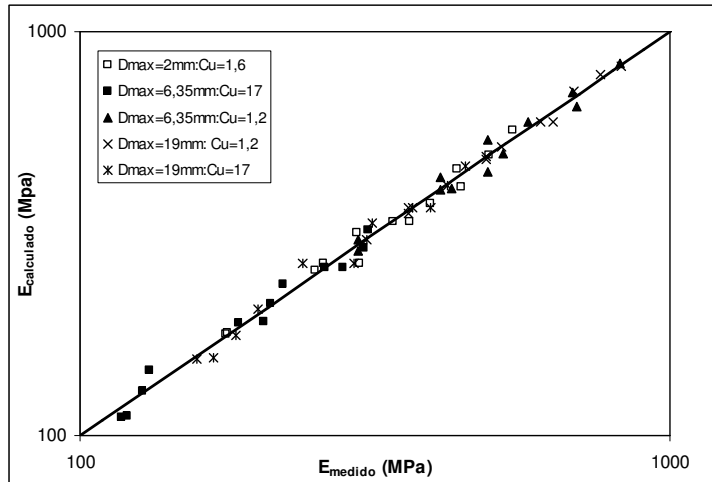


Figura 5.9: Ajuste do modelo

No Quadro 5.6 apresentam-se os valores encontrados para cada um dos parâmetros do modelo ( $C$  e  $n$ ) bem como, e respectivo valor do coeficiente de determinação. Como se pode verificar do Quadro 5.6, os coeficientes de determinação são bastante elevados, sempre superiores a 0,90, validando-se desta forma a função do índice de vazios proposta neste trabalho.

Quadro 5.6: Parâmetros do modelo para as diferentes curvas granulométricas e valor do  $R^2$

Curva	Características geométricas		Parâmetros do modelo		$R^2$
	Dmax (mm)	Cu	C (MPa)	n	
A	19,1	35	106	0,64	0,99
B	6,35	48	91	0,67	0,90
C	2	17	104	0,63	0,98
D	19,1	17	106	0,76	0,97
E	6,35	17	79	0,75	0,97
F	19,1	1,2	396	0,44	0,99
G	6,35	1,2	299	0,46	0,97
H	2	1,6	191	0,57	0,97

#### 5.5.4. Discussão dos resultados

Para se proceder à comparação dos resultados dos ensaios estes foram normalizados para um índice de vazios de valor igual a 0,5, eliminando, assim, a influência do índice de vazios inicial. Os valores foram normalizados utilizando a Equação (5.8), onde  $F(e)$  é a função do índice de

vazio proposta neste trabalho, (dada pela Equação (5.6), e  $E^*$  os valores do módulo de deformabilidade medidos nos provetes.

$$E_{nor} = E^* \frac{F(e = 0,50)}{F(e)} \quad (5.8)$$

Na Figura 5.10a) e Figura 5.10b) apresentam-se os resultados obtidos, após a normalização dos resultados para um índice de vazios de 0,5, para as curvas com coeficiente de uniformidade igual a 1 e a 17, respectivamente. Na Figura 5.10c) apresentam-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade, após a referida normalização, para as curvas granulométricas A, B e C a que correspondem diferentes valores de  $D_{max}$  e  $C_u$ .

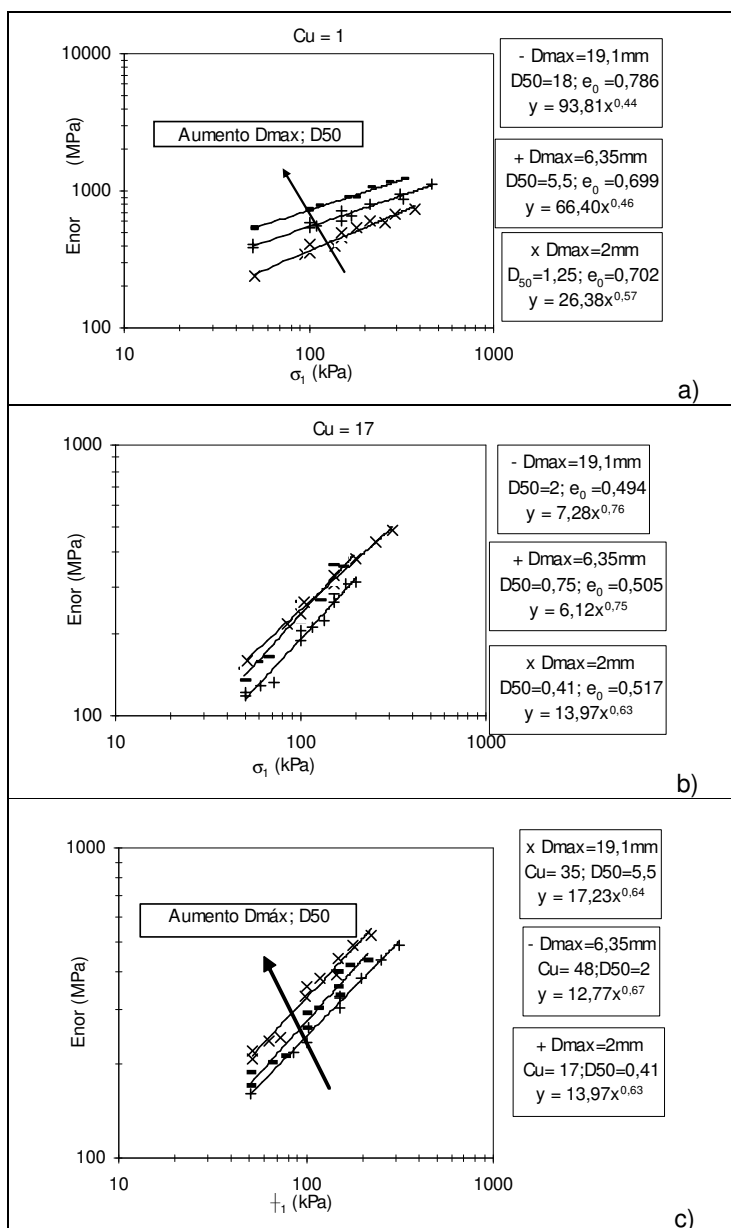


Figura 5.10: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical para curvas granulométricas com diferentes  $D_{max}$  e com a)  $C_u = 1$ ; b)  $C_u = 17$ ; c) diferentes valores de  $C_u$

Na Figura 5.11a), Figura 5.11b) e Figura 5.11c) apresentam-se os resultados obtidos, após a normalização dos resultados para um índice de vazios de 0,5, para as curvas com a  $D_{max}$  de 2, 6,35 e 19mm, respectivamente.

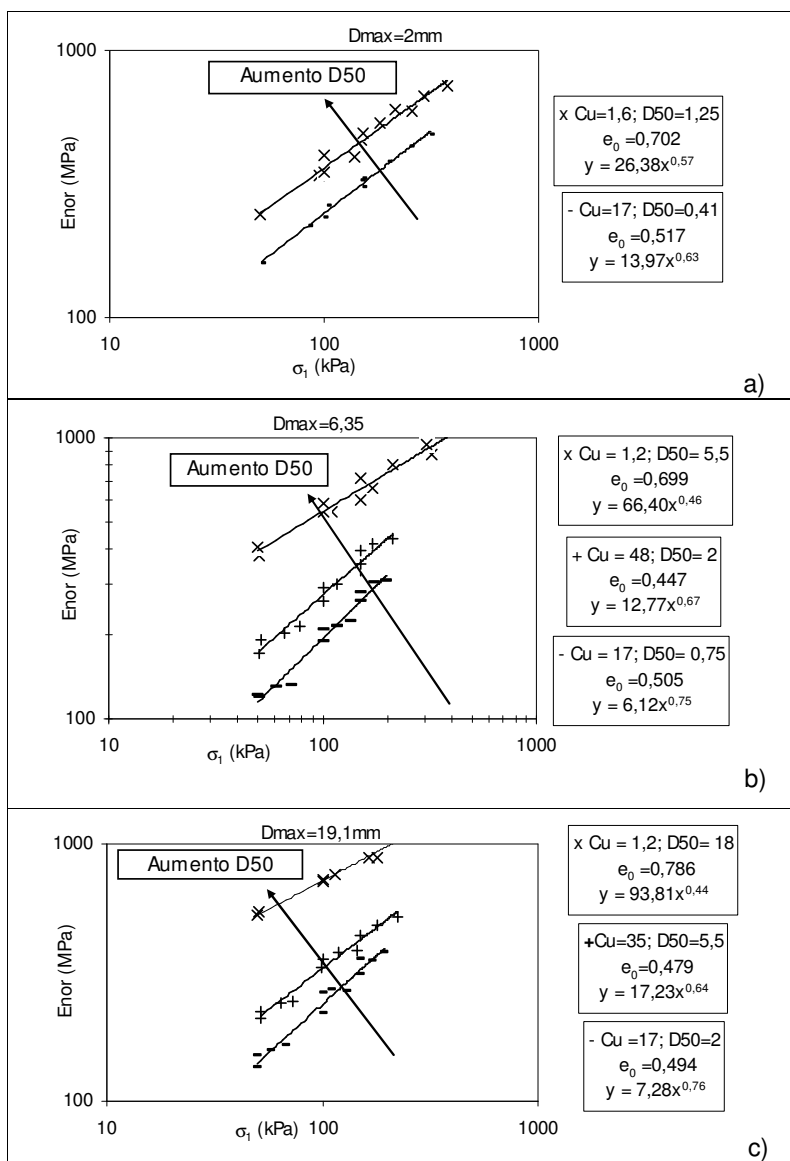


Figura 5.11: Módulo de deformabilidade em função da tensão vertical para curvas granulométricas com igual  $D_{max}$ : a)  $D_{max} = 2mm$ ; b)  $D_{max} = 6,35mm$ ; a)  $D_{max} = 19,1mm$

Da análise dos resultados apresentados na Figura 5.10 verifica-se que, para as curvas com coeficiente de uniformidade igual a 17, não há uma tendência para a evolução do módulo de deformabilidade, quer com a  $D_{max}$  quer com o valor de  $D50$ . Contudo, para as curvas granulométricas com  $C_u$  igual a 1 e para as curvas com diferentes  $C_u$  e diferentes  $D_{max}$ , verifica-se que, para o mesmo nível de tensão, o módulo de deformabilidade aumenta, com o aumento da  $D_{max}$ , e com o aumento do  $D50$ .

Da análise dos resultados apresentados na Figura 5.11 verifica-se que, para a mesma  $D_{max}$ , o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento do  $D_{50}$ .

Face aos resultados obtidos traçaram-se na Figura 5.12 os resultados obtidos para  $E_{(\sigma_1=100kPa; e=0,5)}$ , isto é, o módulo de deformabilidade, normalizado para um índice de vazios de 0,5 e para uma tensão de referência de valor igual a 100kPa, em função do  $D_{50}$ , para as diferentes  $D_{max}$  estudadas.

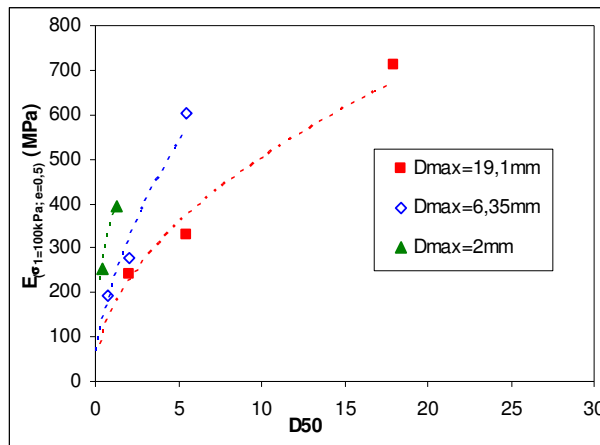


Figura 5.12: Evolução do módulo de deformabilidade com o  $D_{50}$ , para diferentes  $D_{max}$

Pela análise dos resultados apresentados na Figura 5.12 constata-se que, para a mesma  $D_{max}$ , o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento de  $D_{50}$ , e à medida que a  $D_{max}$  diminui a influência de  $D_{50}$  é maior no módulo de deformabilidade. Verifica-se ainda que para o mesmo  $D_{50}$  o módulo de deformabilidade diminui com o aumento do  $D_{max}$ .

## 5.6. CONCLUSÕES

Neste capítulo estudou-se a influência do índice de vazios e da granulometria no comportamento reversível dos materiais granulares. Para o estudo da influência destes factores nas características de deformabilidade dos materiais granulares, realizaram-se vários ensaios triaxiais cíclicos de precisão de curta duração (os quais envolvem um número pequeno de ciclos) sobre provetes reconstituídos com a *escória do Seixal*, com várias granulometrias e várias compacidades, no estado seco.

No sentido, de se estudar a influência do índice de vazios e da granulometria nas características de deformabilidade, no domínio das pequenas deformações, dos materiais granulares, foram seleccionadas para o estudo oito curvas granulométricas, onde a dimensão máxima das partículas,  $D_{max}$ , varia dos 2mm aos 19mm e os valores do coeficiente de uniformidade,  $C_u$ , variam de 1 a 48.

Com base no estudo realizado, com granulometrias envolvendo areias e cascalhos e para índice de vazios a variar entre 0,232 a 0,872, foi proposta uma nova função de índice de vazios, a qual descreve melhor a influência do índice de vazios nas características de

deformabilidade do que a proposta de Hardin e Richart (1963), sobretudo para materiais com fracção mais grossas. A nova função do índice de vazios é da forma exponencial e incorpora um factor que depende da composição granulométrica dos materiais, uma vez que o expoente depende do valor do coeficiente de uniformidade ( $F(e) = e^{-0,844Cu^{0,127}}$ ).

O estudo efectuado levou-nos também a concluir que, o módulo de deformabilidade dos materiais granulares com composições granulométricas envolvendo fracções mais grossas que as areias, quando bem compactados, quando for extrapolado para outro domínio de compacidade, utilizando a equação propostas por Hardin e Richart (1963), deve ser tomado com reservas, pois tal extrapolação conduz a valores de módulo de deformabilidade bem diferentes dos reais. Pelo contrário a função do índice de vazios proposta neste trabalho pode ser utilizada para extrapolar os módulos de deformabilidade para diferentes compacidades (desde os estados muito soltos a muito densos) dos materiais granulares.

Do estudo da influência da granulometria nas características de deformabilidade verificou-se que para a mesma dimensão máxima das partículas, o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento de  $D50$ , e à medida que a Dimensão máxima diminui a influência de  $D50$  é maior no módulo de deformabilidade. Verificou-se ainda que para o mesmo  $D50$  o módulo de deformabilidade diminui com o aumento da dimensão máxima.

## **6. TRABALHO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO. ESTUDO DA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS EM ESTUDO**

### **6.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos para as propriedades relacionadas com a resistência e a deformabilidade dos materiais naturais e alternativos, em estudo. Os materiais alternativos em estudo são os agregados processados das escórias de aciaria produzidas nos fornos eléctricos de arco da SN da Maia e do Seixal designados neste trabalho, simplesmente de *Escória da Maia* e *Escória do Seixal*, respectivamente. Os materiais naturais em estudo são um agregado britado de granulometria extensa, de origem granítica, designado neste trabalho por *Agregado Granítico* e um *Saibro Granítico*.

O agregado processado da escória produzida na SN da Maia foi utilizado como material de construção de um trecho experimental, localizado na EN 311 entre Fafe e Várzea Cova. Aquando da execução do trecho verificou-se que a curva granulométrica da amostra ensaiada primeiramente em laboratório (*Escória da Maia*), era diferente da utilizada no trecho experimental, pelo que, se optou por fazer também um estudo sobre este último material, no sentido de se avaliar, a influência da granulometria nos valores de resistência e de deformabilidade no domínio das médias a grandes deformações. Neste trabalho, este agregado é designado por *Escória do Trecho*.

Neste capítulo procede-se ainda à comparação da resistência e da deformabilidade dos agregados processados das escórias. Para a comparação dos resultados relativos à deformabilidade destes materiais utiliza-se a função do índice de vazios, proposta neste trabalho e apresentada no capítulo anterior (Capítulo 5).

### **6.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL**

O ensaio de compressão unidimensional foi realizado no LNEC, sobre um provete construído com a *Escória da Maia*, para um teor em água de 3,0% e uma massa volúmica de

$2,37 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ . Na Figura 6.1 apresentam-se os resultados obtidos do ensaio. Como se pode verificar, da análise dos resultados apresentados na Figura 6.1a), o comportamento tensão/deformação da *Escória da Maia* é não linear e o módulo edométrico secante calculado no último ciclo de carga, após o provete ter sido molhado é de cerca de 2000MPa. Desta mesma figura verifica-se, ainda que o comportamento não linear proporciona o aumento do módulo edométrico com o aumento da deformação, tal como acontece nos materiais granulares mais grosseiros e sobretudo quando bem compactados. Além disso, verifica-se também que a molhagem do material parece ter pouca influência no seu comportamento.

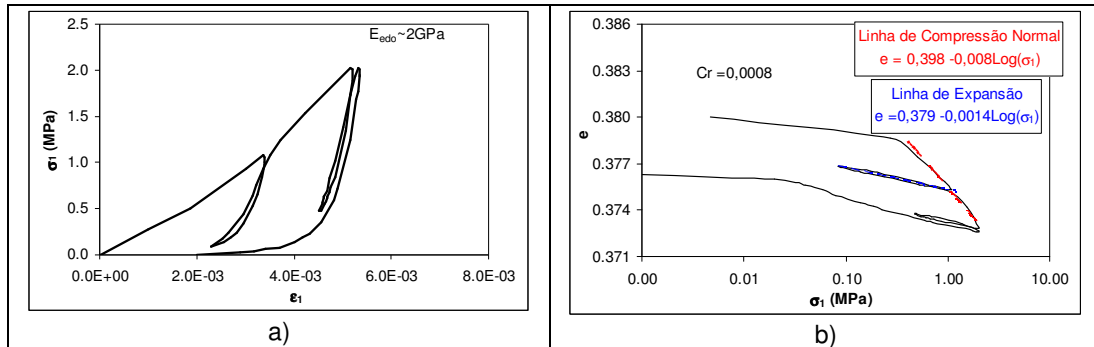


Figura 6.1: Resultados do ensaio de compressão uniaxial: a) relação entre a tensão a deformação axial; b) compressão e expansão unidimensional

Da análise dos resultados apresentados na Figura 6.1b), onde se representa a variação do índice de vazios do provete com a tensão axial aplicada, verifica-se que há uma redução progressiva da compressibilidade, ou seja, do índice de vazios com o aumento da tensão axial aplicada. Este fenómeno explica-se devido ao facto de à medida que as deformações se processam aumenta naturalmente a compacidade da *Escória da Maia*. Por outro lado, verificar-se que quando o material é descarregado permanece irrecuperável uma importante parcela (plástica) da deformação. Isso é consequência de o aumento da compacidade se fazer à custa de rearranjos estruturais no esqueleto sólido que se traduzem em novos equilíbrios interpartículas de maior estabilidade.

A parte inicial do diagrama de carga, com declive mais reduzido, corresponde à gama de tensões já experimentada pela *Escória da Maia* aquando da compactação do provete ensaiado. A tensão de pré-consolidação determinada através da construção de Casagrande conduziu a um valor, aproximadamente, igual a 400kPa. Isto significa que em recompressão, ramo inicial da curva, o provete ensaiado com a *Escória da Maia* exibe uma pequena compressibilidade traduzida por um valor de índice de recompressibilidade,  $C_r$ , de 0,0008. A análise dos resultados do ensaio permitiu determinar os parâmetros da linha de compressão normal, dada pela Equação (6. 1) e os parâmetros da linha de expansão dada pela Equação (6. 2). Nas Equações (6. 1) e (6. 2)  $e_0$  e  $e_x$  referem-se ao valor de índice de vazios para uma determinada tensão axial e os coeficientes  $C_c$  e  $C_s$  são os declives das linhas, de compressão normal e de expansão, e são designados por índice de compressibilidade e de expansibilidade,

respectivamente. Os valores encontrados para os parâmetros que definem a linha de compressão normal foram de 0,008 e 0,398 para  $C_c$  e  $e_0$ , respectivamente. Para a linha de expansão obtiveram-se os valores de 0,0014 e 0,379 para os parâmetros  $C_s$  e  $e_k$ , respectivamente. Estes resultados mostram que a *Escória da Maia* é um material pouco compressível, traduzido por um valor de  $C_c$  baixo.

$$e = e_0 - C_c \log(\sigma_1) \quad (6.1)$$

$$e = e_k - C_s \log(\sigma_1) \quad (6.2)$$

### 6.3. ENSAIOS TRIAXIAIS CONVENCIONAIS (TC)

#### 6.3.1 Escória da Maia

As condições de estado dos provetes ensaiados com a *Escória da Maia* nomeadamente, o índice de vazios inicial do provete ( $e_0$ ), a massa volúmica seca ( $\rho_d$ ) e o grau de compactação (GC) estão apresentadas no Quadro 6.1. No Quadro 6.1 os provetes designados por  $MT_i$ , referem-se aos provetes de grande dimensão (150mm de diâmetro e 300mm de altura) ensaiados no sector de Geotecnia do LEC-UM e os designados por  $MTG_i$ , referem-se a provetes de muito grande dimensão ( $\phi = 300\text{mm}$  e  $H = 600\text{mm}$ ) ensaiados no LNEC.

Como anteriormente referido no Capítulo 4, na Secção 4.3.1.3, os provetes  $MT1$  e  $MT2$  foram submetidos a um procedimento de ensaio multi-estágios e, os provetes  $MTG_i$  foram submetidos ao procedimento de ensaio com aplicação de um estágio único de tensão. Com o procedimento de ensaio utilizado nos provetes  $MT_i$  pretende-se verificar se os dois procedimentos de ensaio (multi-estágios e estágio único) conduzem a valores idênticos de resistência, tal como acontece para os materiais naturais (Folque e Pinto, 1970).

Quadro 6.1: Condições de compactação dos provetes da *Escória da Maia*

Ref <sup>a</sup> Provete	w (%)	$e_0$	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	GC (%)
MT1	3,6	0,314	$2,48 \times 10^3$	102,0
MT2	3,5	0,339	$2,43 \times 10^3$	100,1
MT3	3,5	0,338	$2,44 \times 10^3$	100,2
MT4	3,2	0,334	$2,44 \times 10^3$	100,5
MTG1	3,0	0,377	$2,37 \times 10^3$	-
MTG2	3,0	0,387	$2,35 \times 10^3$	-
MTG3	3,0	0,395	$2,34 \times 10^3$	-

##### 6.3.1.1. Resultados dos ensaios nos provetes de grande dimensão

Na Figura 6.2 e Figura 6.3 estão apresentados os resultados obtidos dos ensaios triaxiais convencionais realizados sobre os provetes de grande dimensão,  $MT1$  e  $MT2$ , respectivamente.



Para o cálculo da tensão de desvio,  $q$ , utilizou-se a Equação (6. 3), sendo  $S$  a secção do provete, obtida através da Equação (6. 4), e  $F$  a força axial que lhe é aplicada. Na Equação (6. 4),  $S_0$  é a secção inicial do provete,  $\varepsilon_v$  a deformação volumétrica e  $\varepsilon_l$  a deformação axial. Para o cálculo do índice de vazios,  $e$ , utilizou-se a Equação (6. 5) onde  $e_{fc}$  é o valor do índice de vazios no final da consolidação. Dado que, nos ensaios realizados, a medição do volume é feita externamente os valores de deformação volumétrica foram corrigidos de forma a se eliminar, a variação do volume produzida pela penetração do pistão e a deformação da câmara produzida pela aplicação das diferentes tensões de confinamento.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{F}{S} \quad (6. 3)$$

$$S = \frac{S_0(1 - \varepsilon_v)}{1 - \varepsilon_l} \quad (6. 4)$$

$$e = e_{fc} + (1 + e_{fc}) \times \varepsilon_v \quad (6. 5)$$

Da análise dos resultados obtidos da tensão de desvio em função da deformação axial verifica-se que o comportamento tensão/deformação da *Escória da Maia* é não linear e a descarga dos provetes é bastante abrupta, permanecendo irrecuperável uma importante parcela da deformação. Verifica-se ainda, que os provetes apresentam um comportamento de um material no estado denso traduzindo-se num valor de pico e que, à medida que a tensão de confinamento (TC ou,  $\sigma_3$ ) aumenta, o valor de  $q$  máximo (valores de pico) também aumenta. Além disso, os provetes saturados ou não saturados conduzem a valores de pico muito semelhantes e a saturação do material parece ter pouca influência no comportamento tensão/deformação do material.

Na Figura 6.2 e Figura 6.3 estão também apresentadas as curvas da tensão de desvio em função da tensão normal média,  $p$ , para os provetes *MT1* e *MT2*, respectivamente, bem como as envolventes de rotura. As envolventes de rotura em termos de valores de pico e de estado crítico são definidas genericamente pela Equação (6. 6) e (6. 7), respectivamente. Nestas equações,  $G_p$  define o valor da ordenada na origem,  $p_p$  a tensão normal média máxima,  $p_{ec}$  a tensão normal média no estado crítico e  $M_p$  e  $M$  a inclinação da recta no plano  $(p, q)$ , para os valores de pico e de estado crítico, respectivamente.

$$q_p = M_p p_p + G_p \quad (6. 6)$$

$$q_{ec} = M p_{ec} \quad (6. 7)$$

Esta representação relaciona-se com a coesão ( $c$ ) e com o ângulo de atrito interno de pico ( $\phi_p$ ), e de estado crítico ( $\phi_{ec}$ ), através das expressões (6. 8), (6. 9) e (6. 10). Refira-se que a Equação (6. 9) é válida fazendo a translação de eixos, pelo que os valores de ângulo de atrito interno de pico determinados são relativos à tangente da envolvente de rotura dos pontos máximos (valores de pico).

$$c \approx \frac{G_p}{2} \quad (6. 8)$$

$$\text{sen}\phi_p = \frac{3M_p}{6 + M_p} \quad (6.9)$$

$$\text{sen}\phi_{ec} = \frac{3M}{6 + M} \quad (6.10)$$

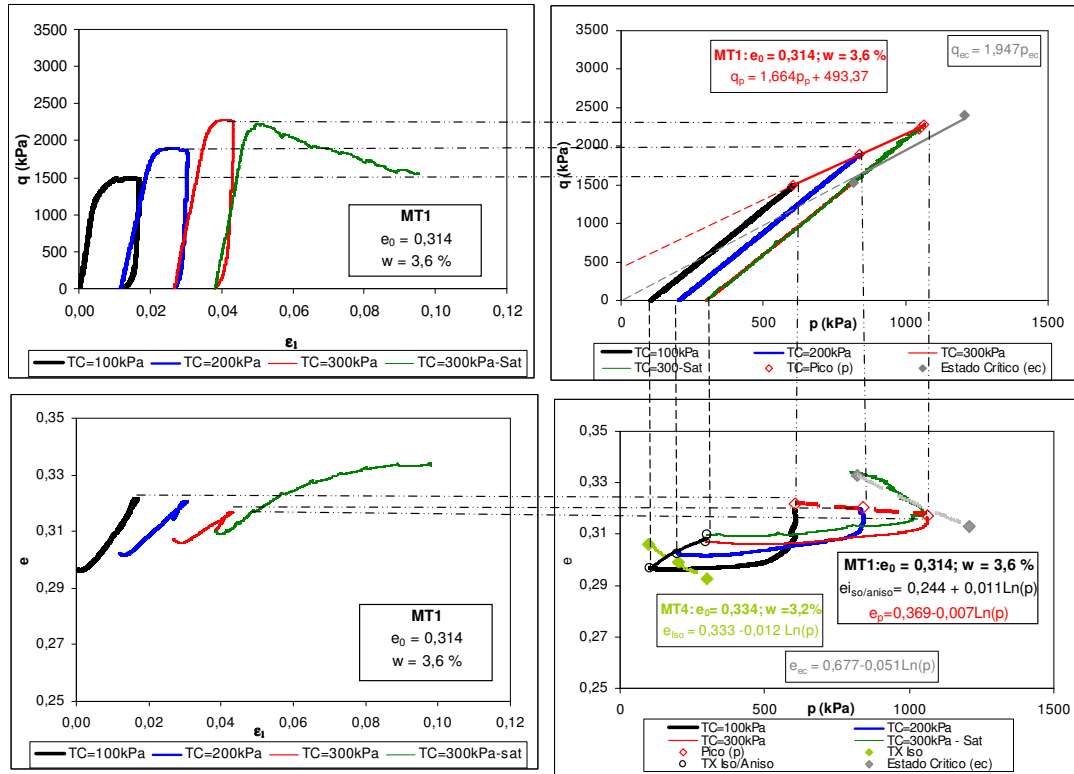


Figura 6.2: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais para o provete *MT1*

Os valores encontrados no provete *MT1* para os parâmetros  $M_p$ , e  $G_p$  foram de 1,664 e 493,37kPa, respectivamente, a que correspondem a um valor de ângulo de atrito interno de pico, de 40,7° e a um valor de coesão aproximado a 246,7kPa. Os valores encontrados nos provetes *MT2* para os parâmetros  $M_p$ , e  $G_p$  foram de e 1,745 e 434,28kPa a que correspondem a um valor ângulo de atrito interno de pico de 42,6° e a um valor de coesão aproximado a 217,1kPa. Para o estado crítico obteve-se o valor de 1,947 para parâmetro  $M$ , o que conduz a um valor do ângulo de atrito interno de 47,3°.

Estes valores elevados para os ângulos de atrito internos estão de acordo com a bibliografia consultada, onde se constatou que os agregados processados das escórias de aciaria apresentam normalmente valores superiores a 40° (SAMARIS, 2005).

Da análise dos resultados obtidos para a evolução do índice de vazios com a deformação axial para os provetes *MT1* e *MT2* verifica-se que inicialmente há um adensamento do material (comportamento contractante), onde o índice de vazios diminui de início com o

aumento da deformação axial, atingindo um valor mínimo, para depois aumentar (comportamento dilatante) e este comportamento é tanto mais significativo quanto menor a tensão de confinamento. Este comportamento é característico de materiais densos ou sobreconsolidados. Para valores elevados de deformação, o valor do índice de vazios tende para um patamar, ou seja, o material deforma-se a volume constante, atingindo o seu estado crítico, como se observa dos resultados obtidos nos provetes saturados. Verifica-se ainda que quando o material é descarregado permanece irrecuperável uma importante parcela da deformação, consequência do aumento da compacidade se fazer à custa de rearranjos estruturais no esqueleto sólido, tal como se observou nos ensaios de compressão unidimensional.

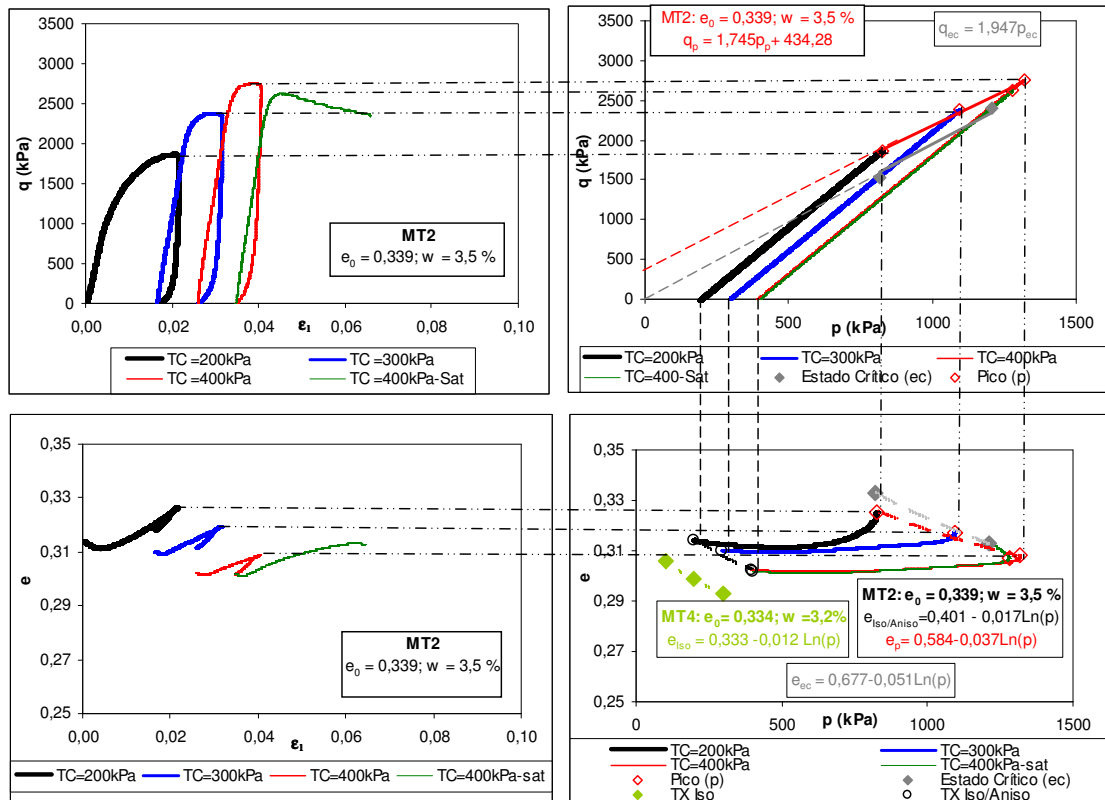


Figura 6.3: Resultados do ensaio triaxial convencional para o provete MT2

Na Figura 6.2 e Figura 6.3 apresenta-se também a evolução do índice de vazios em função da tensão normal média observada nos provetes *MT1* e *MT2*, respectivamente, quando sujeitos aos diferentes carregamentos (de compressão isotrópica e axial). Nas mesmas figuras apresenta-se ainda os resultados obtidos no provete *MT4*, tendo este sido sujeito a um ensaio de compressão isotrópica.

Dos resultados obtidos nos provetes *MT1* e *MT2* determinaram-se os parâmetros que definem, a linha de valores de pico dada pela Equação (6. 11), a linha de compressão isotrópica/anisotrópica dada pela Equação (6. 12) e a linha de estado crítico dada pela

Equação geral (6. 13). Os dados apresentados na linha de compressão isotrópica/anisotrópica coincidem com os valores encontrados nos provetes quando sujeitos a estados isotrópicos de tensão (valor do  $e$  após a consolidação dos provetes), em que para o primeiro nível de tensão o material foi sujeito a um carregamento isotrópico e nos seguintes níveis os provetes foram anteriormente sujeitos a carregamento de compressão axial. Assim, a linha de compressão isotrópica/anisotrópica traduz a influência da anisotropia induzida pelo carregamento de compressão axial no comportamento de compressão isotrópica. Nas expressões, (6. 11), (6. 12) e (6. 13), os parâmetros  $e_k$ ,  $e_{i/a}$  e  $\Gamma$  referem-se aos valores de índice de vazios quando a tensão normal média tem o valor igual a 1kPa para as linhas de, valores de pico, compressão isotrópica/anisotrópica e estado crítico, respectivamente. Os parâmetros,  $k$ ,  $k_{iso/aniso}$  e  $\lambda$  referem-se aos declives das linhas de, valores de pico, compressão isotrópica/anisotrópica e estado crítico, respectivamente.

$$e_p = e_k - k \ln(p) \quad (6. 11)$$

$$e_{iso/aniso} = e_{i/a} - k_{iso/aniso} \ln(p) \quad (6. 12)$$

$$e_{ec} = \Gamma - \lambda \ln(p) \quad (6. 13)$$

Dos resultados obtidos no provete *MT4* determinaram-se os parâmetros da linha de compressão isotrópica dada pela Equação (6. 14), onde  $e_i$  é o valor do índice de vazios correspondente a um valor de tensão normal média de 1kPa e  $k_{iso}$  o seu declive.

$$e_{iso} = e_i - k_{iso} \ln(p) \quad (6. 14)$$

Para o provete *MT1* a linha dos valores de pico é definida através dos valores 0,369 e 0,007 para os parâmetros  $e_k$  e  $k$ , respectivamente, e a linha de compressão isotrópica/anisotrópica é definida através dos valores 0,244, e -0,011 para os parâmetros  $e_{i/a}$  e  $k_{iso/aniso}$ , respectivamente. Os resultados dos ensaios efectuados sobre o provete *MT2* conduziram a valores de 0,584 para  $e_k$ , de 0,037 para  $k$ , 0,401 para  $e_{i/a}$  e 0,017 para  $k_{iso/aniso}$ . Para a linha dos estados críticos obteve-se para o declive  $\lambda$  o valor de 0,051 e para  $\Gamma$  o valor de 0,677. Estes valores obtidos para a linha dos estados críticos são típicos de materiais granulares cuja relação entre D60/D10 é cerca de 5 (Biarez e Hicher, 1994), como acontece no caso dos provetes ensaiados.

Os resultados do ensaio de compressão isotrópica realizado sobre o provete *MT4* conduziram aos valores de 0,333 para  $e_i$  e 0,012 para o declive da recta,  $k_{iso}$ .

Destes resultados, verifica-se que ambos os provetes apresentam um comportamento correspondente ao estado denso, uma vez que a linha de compressão isotrópica está localizada abaixo da linha dos estados crítico. Verifica-se ainda que as linhas de compressão isotrópica e estado crítico não são paralelas porque o carregamento isotrópico não coincide com a linha de compressão normal. De facto, a compactação para uma compacidade elevada induz aos provetes uma tensão que é superior a 300kPa, como se pode constatar dos resultados obtidos do ensaio de compressão uniaxial (ver Figura 6.1).

Comparando a linha de compressão isotrópica/anisotrópica do provete *MT2* (sujeito a um carregamento multi-estágios) com a linha de compressão isotrópica obtida sobre o provete *MT4* (sujeito a um carregamento isotrópico), verifica-se que apresentam declives bastantes próximos, 0,017 para o primeiro e 0,012 para o segundo, pelo que se afigura possível concluir que a anisotropia induzida pelo carregamento tem pouca influência no comportamento isotrópico do material desde que as condições de estado das amostras sejam semelhantes.

Comparando a evolução do índice de vazios com a tensão de confinamento, nos provetes *MT1* e *MT2*, verifica-se que os comportamentos observados são opostos. No caso do provete *MT1* o índice de vazios, no final da consolidação, aumenta com a tensão de confinamento aplicada, contrariamente ao que acontece no provete *MT2*, onde o índice de vazios diminui com a tensão de confinamento. Esta situação deve-se ao facto das condições de estado dos provetes serem diferentes (valor de índice de vazios de 0,314 e de 0,339, para os provetes *MT1* e *MT2*, respectivamente). O efeito da compacidade também está patente na linha dos valores pico, sendo o declive obtido no provete *MT1* (0,007) inferior ao obtido no provete *MT2* (0,037).

Na Figura 6.4 apresentam-se os resultados obtidos para as *curvas virgem*, isto é, o primeiro ciclo de carga/descarga aplicado aos provetes *MT1*, *MT2* e *MT3* (a que correspondem as tensões de confinamento de 100, 200 e 300kPa, respectivamente). Da análise dos resultados apresentados na Figura 6.4 verifica-se que, globalmente, o comportamento do material é semelhante ao anteriormente verificado no procedimento de ensaio multi-estágios. O comportamento tensão/deformação é não linear, os provetes encontram-se num estado denso e o comportamento dilatante é tanto mais significativo quanto menor a tensão de confinamento.

Os valores do módulo de deformabilidade secantes obtidos durante a descarga ( $E_{Des}$ ), para uma variação de deformação axial cerca de  $1 \times 10^{-3}$  também estão apresentados na Figura 6.4. Como se pode verificar o  $E_{Des}$  aumenta com o nível de tensão vertical ( $\sigma_i$ ), segundo uma lei potência dada pela Equação (6. 15), com um valor de 0,76 para a potência,  $n$ , e 111,5MPa para a constante,  $C$ . A constante define o valor do  $E_{Des}$  para uma tensão de referência,  $p_a$ , de valor 100kPa.

$$E_{Des} = C \left( \frac{\sigma_1}{p_a} \right)^n \quad (6. 15)$$

A envolvente de rotura para os estados de pico, definida pela Equação (6. 6) e apresentada na Figura 6.4 é definida através dos valores 1,774 e 420,3kPa para os parâmetros  $M_p$  e  $G_p$ , respectivamente. Estes parâmetros conduziram a um valor aproximado para a coesão de 210,2kPa e a um valor de ângulo de atrito interno de pico de 43,2º.

Quanto à evolução do índice de vazios com a tensão normal média, verifica-se que o comportamento observado no provete *MT1*, consolidado para 100kPa, é diferente dos outros dois provetes, *MT2* e *MT3*, consolidados para 200 e 300kPa, respectivamente. Esta situação, como anteriormente referido, pode dever-se ao facto do índice de vazio inicial do provete *MT1*, 0,314, ser diferente dos outros dois provetes, 0,339 e 0,338 para os provetes *MT2* e *MT3*,

respectivamente. Por esta razão, as linhas de evolução do índice de vazios com a tensão normal média, tanto para os estados de pico como de compressão isotrópica para as *curvas virgem* foram determinadas não tendo em consideração os resultados obtidos no provete *MT1*. Como se pode verificar a linha de valores de pico que melhor se ajustou aos resultados tem como valores 0,538 para a constante  $e_k$  e 0,032 para o declive  $k$  e a linha de compressão isotrópica tem como valores 0,338 para a constante  $e_{cv}$  e 0,012 para o declive  $K_{cv}$ .

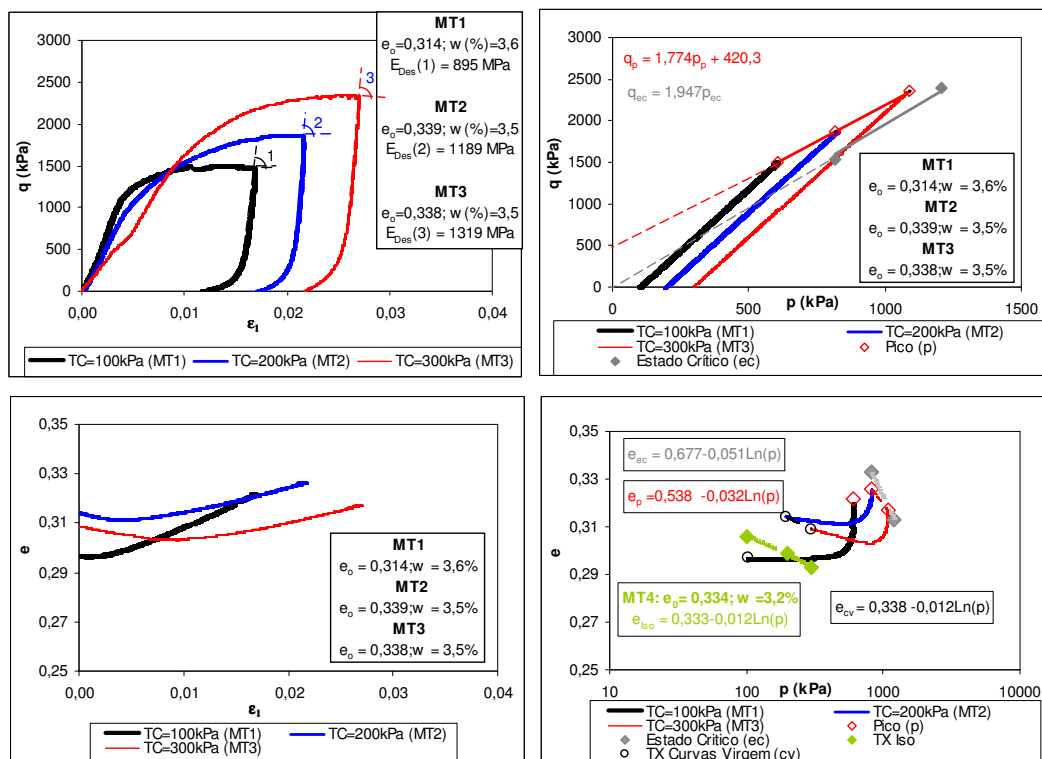


Figura 6.4: Resultados dos ensaios triaxiais para as *curvas virgem*

No Quadro 6.2 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos para a *Escória da Maia* através dos ensaios triaxiais convencionais para os provetes de grande dimensão.

Quadro 6.2: Síntese dos resultados obtidos para a *Escória da Maia* através do ensaio triaxial convencional para os provetes de grande dimensão

Parâmetros		Provete			Curvas Virgem
		MT1	MT2	MT4	
Ângulo de atrito interno de pico: $\phi_p$ (°)		40,7	42,6	-	43,2
Coesão: $c$ (kPa)		246,7	217,1	-	210,2
Ângulo de atrito interno de estado crítico: $\phi_{ec}$ (°)		47,3	47,3	-	47,3
Declive da linha de	valores de pico: $k$	0,007	0,037	-	0,032
	estado crítico: $\lambda$	0,051	0,051	-	0,051
	compressão isotrópica/anisotrópica: $k_{iso/aniso}$	-0,011	0,017	-	-
	compressão isotrópica: $k_{iso}$ ou $k_{cv}$	-	-	0,012	0,012
$e_{(p=1kPa)^*}$	valores de pico: $e_k$	0,369	0,584	0,538	-
	estado crítico: $\Gamma$	0,667	0,667	0,667	-
	compressão isotrópica/anisotrópica: $e_{i/a}$	0,244	0,401	-	-
	compressão isotrópica: $e_i$ ou $e_{cv}$	-	-	0,333	0,338
(*) Índice de vazios correspondente a um valor de tensão normal média igual a 1kPa					

### 6.3.1.2. Multi-estágios e estágio simples

Na Figura 6.5 estão apresentados os gráficos da tensão de desvio em função da deformação axial obtidos, quer nas *curvas virgem*, quer nos diferentes ciclos de carga/descarga aplicados aos provetes construídos com a *Escória da Maia*. Da análise das curvas verifica-se que o procedimento multi-estágios conduz a valores de  $q$  máximo semelhantes ao procedimento onde se realiza um único estágio de tensão. Verifica-se ainda que, globalmente, também os módulos de deformabilidade obtidos no processo de descarga dos provetes apresentam valores semelhantes sendo a diferença inferior a 10%, quando se considera o valor máximo.

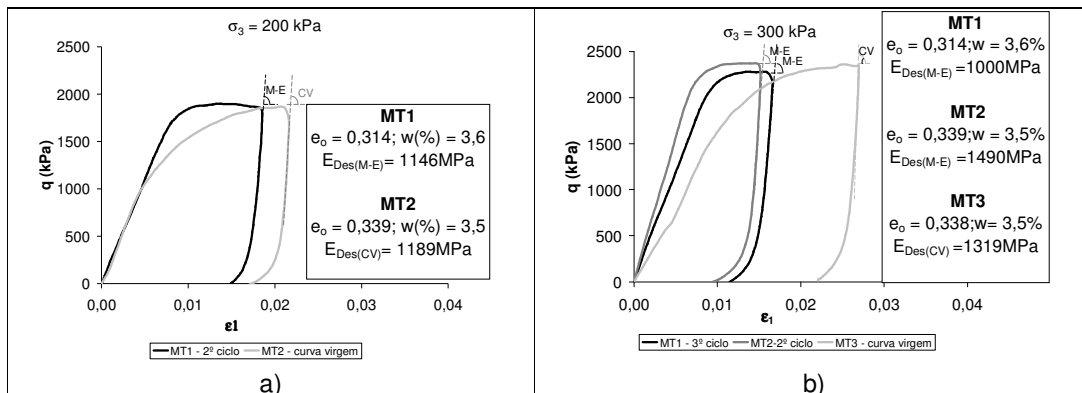


Figura 6.5: Tensão de desvio em função da deformação axial, para a *Escória da Maia*, para a tensão de confinamento de: a) 200kPa; b) 300kPa

Na Figura 6.6 apresentam-se as envolventes de rotura, para os valores de pico, considerando todos os resultados e considerando as *curvas virgem*. Como se pode constatar o valor do parâmetro  $M_p$  é ligeiramente inferior quando se consideram todos os resultados (1,743 considerando-se todos os resultados dos ensaios e 1,774 para as *curvas virgem*). Estes valores de  $M_p$  conduziram a valores de ângulos de atrito internos de pico semelhantes,  $42,5^\circ$  no caso de se consideram os valores obtidos em todos os provetes e  $43,2^\circ$  considerando as *curvas virgem*. Estes valores para os ângulos de atrito internos também são semelhantes aos encontrados em cada um dos provetes ensaiados ( $40,7^\circ$  para o provete *MT1* e  $42,6^\circ$  para o provete *MT2*).

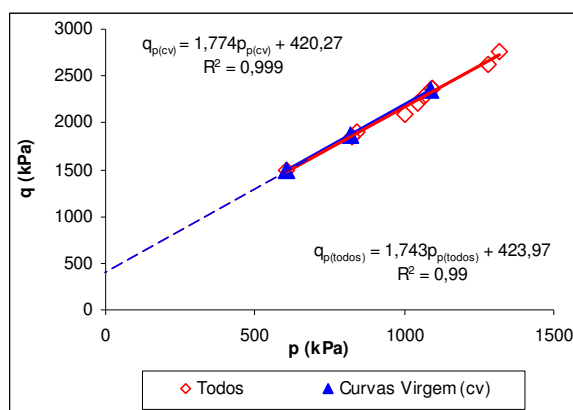


Figura 6.6: Envolventes de rotura para as *curvas virgem* e quando se consideram os resultados obtidos em todos os provetes

Na Figura 6.7 apresenta-se a evolução do ângulo de atrito interno secante,  $\phi_{p(sec)}$  com a tensão de confinamento e como se pode verificar esta tem uma grande influência nos valores do ângulo de atrito. De facto, as investigações realizadas nesta área (De Beer, 1965, Leps, 1970) mostraram que o valor de  $\phi_{p(sec)}$  diminui com o aumento da tensão de confinamento, tendendo para o valor de  $\phi_{ec}$ , para valores elevados desta. Refira-se que a verdadeira não linearidade de  $\phi_p$  com a tensão de confinamento nos materiais granulares conduziu a que a linearização da envolvente de rotura, no intervalo de tensões de confinamento estudadas, desse origem a uma ordenada na origem, cujo significado é apenas matemático. A evolução do ângulo de atrito interno com a tensão de confinamento é semelhante à observada por De Beer (1965) no caso dos materiais granulares num estado denso. Da análise dos resultados apresentados verifica-se ainda que a evolução do  $\phi_{p(sec)}$  com a tensão de confinamento é muito semelhante nos dois procedimentos de ensaio (multi-estágios e estágio único).

Dos resultados obtidos a partir dos dois procedimentos de ensaio também se verifica que, o declive da linha de compressão isotrópica obtida nas curvas virgem e o declive da linha de compressão isotrópica/anisotrópica obtida para o provete *MT2* são semelhantes (0,012 para as curvas virgem e 0,017 para o provete *MT2*). A mesma constatação é feita quando se



comparam os valores dos declives da linha dos valores de pico (0,032 para as curvas virgem e 0,037 para o provete *MT2*).

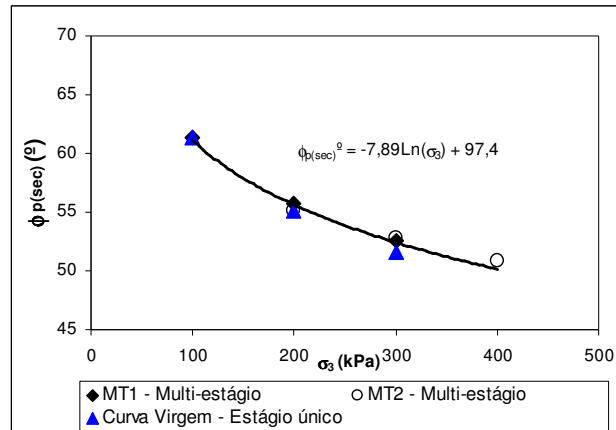


Figura 6.7: Evolução do ângulo de atrito interno de pico secante com a tensão de confinamento

No Quadro 6.3 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos para a *Escória da Maia* através dos procedimentos de ensaio multi-estágios e estágio simples.

Quadro 6.3: Síntese dos resultados obtidos para a *Escória da Maia* através dos procedimentos de ensaio multi-estágios e estágio simples

Parâmetros		Procedimento de ensaio	
		Multi-estágios	Estágio simples
Ângulo de atrito interno de pico: $\phi_p$ (°)		42,5	43,2
Coesão: $c$ (kPa)		212,0	210,2
Declive da linha de	valores de pico: $k$	0,037*	0,032
	compressão isotrópica/anisotrópica: $k_{iso/aniso}$	0,017*	-
	compressão isotrópica: $k_{iso}$ ou $k_{cv}$	-	0,012
(*) valores obtidos sobre o provete MT2			

Pelo exposto, e como se verifica dos resultados apresentados no Quadro 6.3, em termos de resistência o procedimento multi-estágios conduz a valores idênticos aos obtidos no estágio simples, tal como acontece no caso dos materiais naturais, o que em futuros estudos conduz a uma simplificação e economia de tempo na caracterização mecânica em termos de resistência. Em termos da evolução das compacidade os valores obtidos nos dois procedimentos também são idênticos, mas dada a escassez de resultados têm que ser efectuados mais ensaios para a tendência observada ser confirmada.

Outra grande vantagem do procedimento multi-estágios é os ensaios serem realizados sobre o mesmo provete, evitando-se as indesejáveis diferentes condições de estado, inevitáveis quando se confeccionam vários provetes. De facto, no caso dos materiais

granulares com fracções mais grossas a confecção de provetes com condições de estado semelhantes é muito difícil. Neste trabalho em particular, onde houve um grande cuidado na confecção dos provetes verifica-se que o índice de vazios varia em 0,025, enquanto que esta variação (considerando o valor inicial e o valor final após consolidação para cada um dos estágios de tensão de confinamento) é inferior a 0,012 sobre um mesmo provete sujeito ao procedimento de ensaio multi-estágios.

### 6.3.1.3. Resultados dos ensaios nos provetes de muito grande dimensão

Na Figura 6.8 apresentam-se os resultados obtidos dos ensaios triaxiais convencionais realizados sobre os provetes de muito grande dimensão (*MTG1*, *MTG2* e *MTG3*). O provete *MTG1*, foi ensaiado para uma tensão de confinamento de 100kPa, e os provetes *MTG2* e *MTG3* foram ensaiados para as tensões de 200 e 300kPa, respectivamente. Da análise da Figura 6.8 verifica-se que, o comportamento do material integral (provetes de muito grande dimensão) é semelhante ao comportamento observado no material truncado (provetes de grande dimensão). Isto é, o comportamento tensão/deformação é não linear, os provetes encontram-se num estado denso e o comportamento dilatante, aumento do índice de vazios com o nível de deformação, é tanto mais significativo quanto menor a tensão de confinamento.

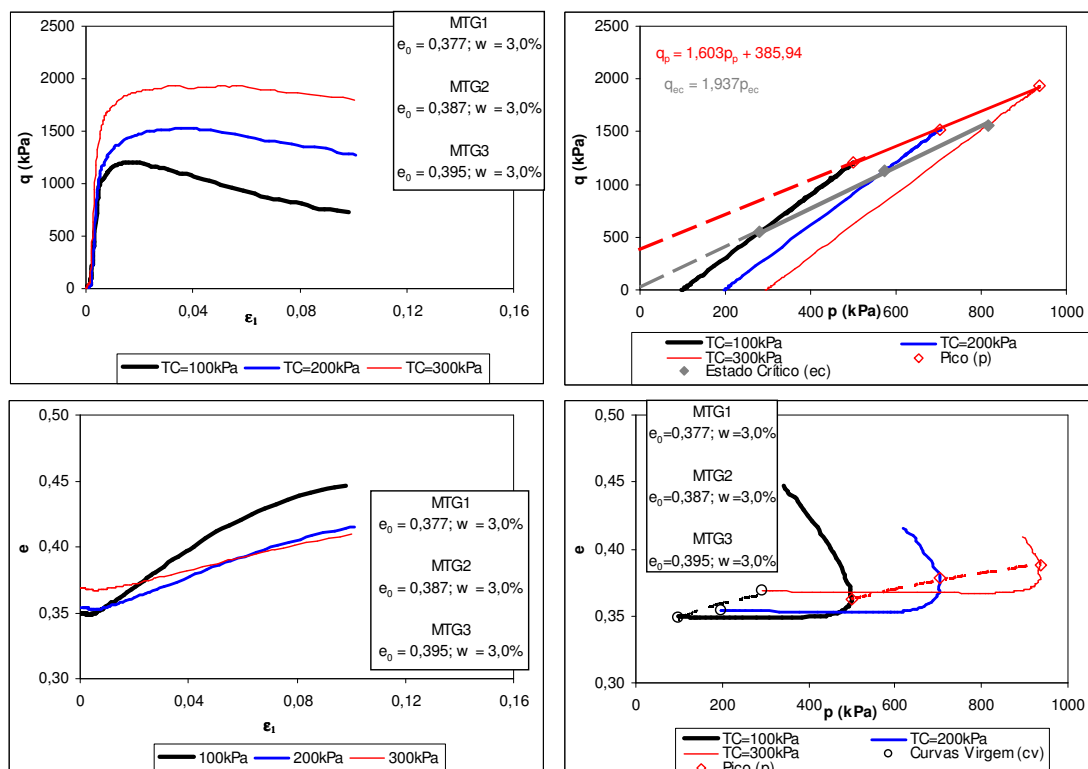


Figura 6.8: Resultados dos ensaios triaxiais para os provetes de muito grandes dimensões

Os valores encontrados para os parâmetros que definem a envolvente de rotura para os valores de pico foram de 1,603 e 385,94kPa para  $M_p$  e  $G_p$ , respectivamente. O valor do parâmetro  $M$ , o qual define a envolvente de rotura para os estados críticos, foi de 1,937. Os parâmetros determinados para as envolventes de rotura conduziram a valores de coesão, ângulo de atrito interno de pico e de estado crítico de 193,0kPa, 39,2° e 47,1°, respectivamente. É de salientar que uma vez que o carregamento dos provetes não atingiu o estado crítico (deformação a volume constante), como se verifica do gráfico relativo à evolução do índice de vazios com o aumento da deformação, os valores apresentados foram extrapolados de acordo com a proposta de Atkinson (1993). Esta proposta baseia-se no facto de que nos pontos onde a taxa de variação do volume é nula também se verifica que a razão entre a tensão de desvio e a tensão normal média efectiva é igual a  $M$ .

Como se pode verificar dos resultados apresentados no Quadro 6.1 as condições de compactação dos provetes de muito grande dimensão apresentam grande dispersão, no que se refere à sua compacidade, razão pela qual não é possível determinar as linhas de compressão isotrópica, nem de valores de pico. Esta constatação reforça a preferência na utilização do procedimento de ensaio multi-estágios relativamente, ao procedimento com um único estágio de tensão, no caso de materiais onde há grande dificuldade em se conseguir provetes com condições de estado próximas.

#### 6.3.1.4. *Comparação dos resultados obtidos nos provetes de muito grande e grande dimensão*

Na Figura 6.9 apresentam-se as envolventes de rotura obtidas dos resultados dos ensaios realizados no LEC-UM (correspondentes ao material truncado,  $D_{max}$  das partículas 19,1mm, e obtidos em provetes de grandes dimensões) e no LNEC (correspondentes ao material quase integral,  $D_{max}$  das partículas 50,8mm, e obtidos em provetes de muito grandes dimensões). Da comparação dos resultados verifica-se que a envolvente de rotura para os valores de pico obtida na amostra integral está ligeiramente abaixo à obtida na amostra truncada e, a envolvente de rotura no estado crítico é praticamente igual nas duas amostras. Os valores encontrados para os declives das envolventes de rotura para os valores de pico foram de 1,603 e 1,774 para as amostras integrais e para as amostras truncadas, respectivamente. Estes declives conduzem a valores de ângulo de atrito interno de pico de 39° para a amostra integral e 42,5° para a amostra truncada. O valor do declive para a envolvente de rotura para os estados críticos obtido foi de 1,937 no caso da amostra integral e 1,947 no caso da amostra truncada, o que conduz a um valor de ângulo de atrito interno em ambos os casos muito próximos a 47°. Estes resultados mostram que o ângulo de atrito interno nos estados críticos não é influenciado pela diferença nas granulometrias ensaiadas nos dois Laboratórios, para além de não depender do estado inicial do provete.

Na Figura 6.10a, Figura 6.10b e Figura 6.10c apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios triaxiais convencionais para o módulo de deformabilidade secante,  $E_{sec}$ , em função da

deformação axial, para as tensões de confinamento de 100, 200 e 300kPa, respectivamente, em provetes de grande dimensão (ensaios realizados no LEC-UM) e em provetes de muito grande dimensão (ensaios realizados no LNEC). As curvas apresentadas para todos os ensaios correspondem às *curvas virgem*.

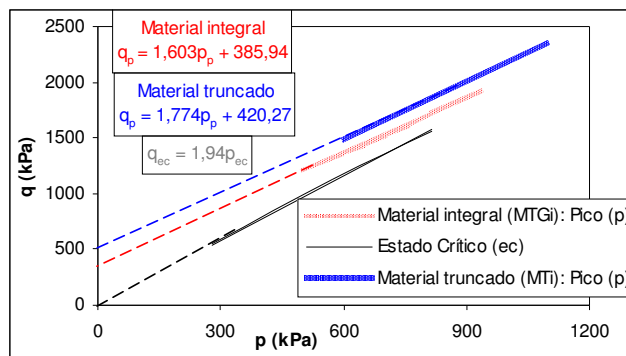


Figura 6.9: Envolventes de rotura para o material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM)

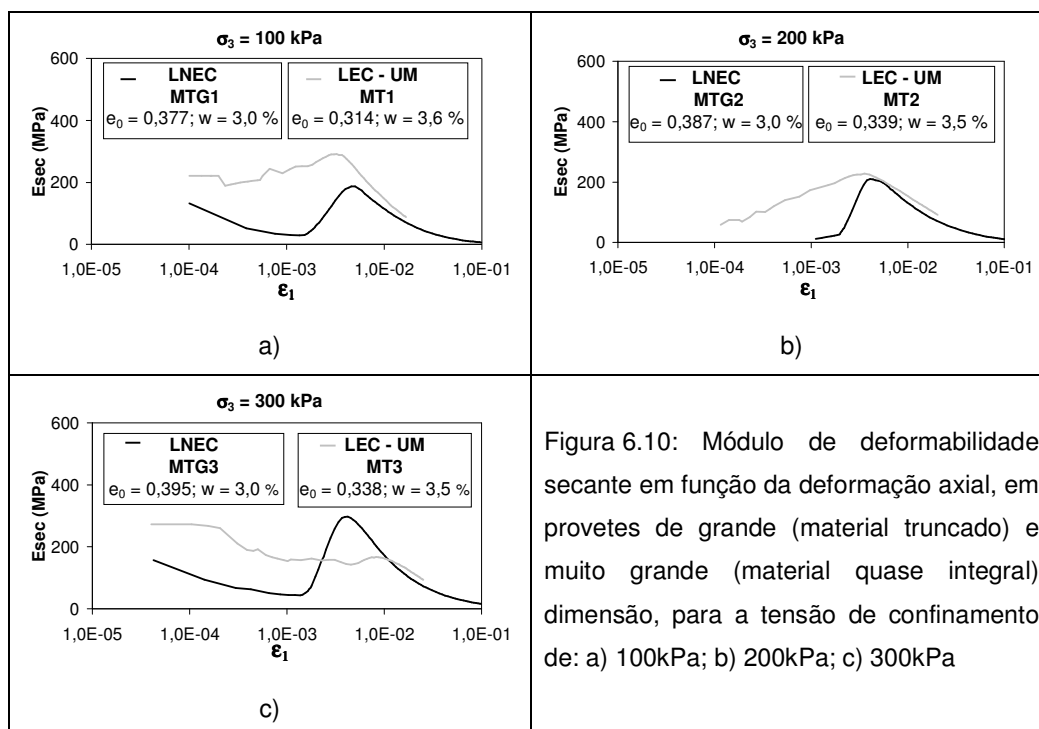


Figura 6.10: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial, em provetes de grande (material truncado) e muito grande (material quase integral) dimensão, para a tensão de confinamento de: a) 100kPa; b) 200kPa; c) 300kPa

Da análise da Figura 6.10 verifica-se que apesar de haver uma tendência de, até um determinado nível de deformação, o módulo de deformabilidade secante aumentar com o aumento do nível de deformação, as curvas obtidas são distintas nos dois Laboratórios. Contudo, a partir de sensivelmente 1% de deformação, verifica-se a tendência habitual de degradação do módulo secante com o incremento de deformação, com praticamente sobreposição das curvas obtidas nos dois laboratórios. Afigura-se, por isso, possível concluir

que a diferença nas granulometrias ensaiadas nos dois Laboratórios parece não ter grande influência nas curvas de degradação do módulo de deformabilidade.

Face a estes resultados traçaram-se na Figura 6.11 as curvas do módulo de deformabilidade secante, para um nível de deformação de 1%, em função da tensão vertical total ( $\sigma_v$ ). Para se compararem os resultados obtidos nos dois Laboratórios, os módulos de deformabilidade foram corrigidos para um índice de vazios de valor igual a 0,35. O valor normalizado,  $Enor$ , foi calculado utilizando a Equação (6. 16), sendo  $F(e)$  a função de índice de vazios e  $E^*$  o valor do módulo de deformabilidade medido nos provetes, que no presente caso se refere ao valor correspondente a um nível de deformação de 1%. A função de índice de vazios utilizada para se proceder à normalização foi a encontrada neste trabalho para os materiais granulares com fracção grossa, cuja equação é dada pela Equação (6. 17).

$$Enor = E^* \frac{F(e = 0,35)}{F(e)} \quad (6. 16)$$

$$F(e) = e^{-0.844Cu^{0.127}} \quad (6. 17)$$

Os resultados obtidos parecem indicar que a partir de um determinado nível de tensão há um maior valor do módulo de deformabilidade secante para o ensaio realizado no LNEC, com o material integral.

Para efeitos de ter um valor do módulo secante correspondente a um nível de deformação de 1%, adoptou-se uma tensão vertical arbitrária de 1500kPa. O valor correspondente a este nível de deformação e de tensão é de 132MPa, para os provetes ensaiados no LNEC e de 127MPa, para os provetes ensaiados no LEC-UM.

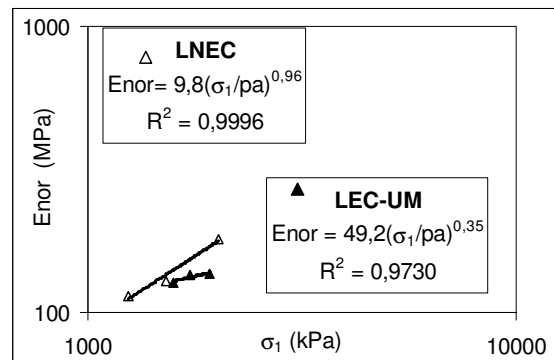


Figura 6.11: Módulo de deformabilidade secante, para 1% de deformação axial, em função da tensão vertical total para o material, truncado (LEC-UM) e integral (LNEC)

No Quadro 6.4 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos para o material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM).

Quadro 6.4: Síntese dos resultados obtidos para o material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM)

Parâmetros	Valor	
	LNEC	LEC-UM
Ângulo de atrito interno de pico: $\phi_p$ (°)	39,0	42,5
Ângulo de atrito interno de estado crítico: $\phi_{ec}$ (°)	47,1	47,3
Coesão: $c$ (kPa)	193,0	210,2
$E_{(0,35;1\%; 1500 \text{ kPa})}$ (MPa)*	132	127
(*) Módulo de deformabilidade correspondente a um índice de vazios igual a 0,35, a um nível de deformação axial igual a 1% e a uma tensão vertical de 1500 kPa		

### 6.3.2. Escória do Trecho

As condições de estado dos provetes ensaiados, com o agregado processado da escória utilizada na construção do trecho experimental e designado neste trabalho por *Escória do Trecho*, estão apresentadas no Quadro 6.5. Todos os provetes têm a dimensão aproximada de 150mm de diâmetro e 300mm de altura e foram ensaiados no sector de Geotecnia do LEC-UM.

Quadro 6.5: Condições de compactação dos provetes ensaiados com a *Escória do Trecho*

Ref <sup>a</sup> Proвете	w (%)	$e_0$	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	GC (%)
TT1	5,0	0,377	2,37x10 <sup>3</sup>	99,0
TT2	5,3	0,372	2,38x10 <sup>3</sup>	99,4
TT3	5,3	0,372	2,38x10 <sup>3</sup>	99,4
TT4	5,5	0,374	2,37x10 <sup>3</sup>	99,3

Na Figura 6.12, na Figura 6.13 e na Figura 6.14 estão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos para a *Escória do Trecho*. Da análise da Figura 6.12 verifica-se que globalmente a *Escória do Trecho* apresenta um comportamento semelhante ao verificado na *Escória da Maia*. O comportamento tensão/deformação é não linear e os provetes apresentam um comportamento de um material no estado denso traduzindo-se num valor de pico. Além disso, os provetes saturados ou não saturados conduzem a valores de pico semelhantes, e a saturação do material parece ter pouca influência no comportamento tensão/deformação da *Escória do Trecho*. Verifica-se ainda que inicialmente há um adensamento do material (comportamento contractante), onde o índice de vazios atinge um valor mínimo, para depois aumentar (comportamento dilatante), cujo comportamento é característico dos materiais granulares densos. Para valores elevados de deformação, o valor do índice de vazios tende para um patamar, ou seja, o material deforma-se a volume constante, atingindo o seu estado crítico, como se observa dos resultados obtidos nos provetes saturados.

Os valores encontrados para os parâmetros que definem a envolvente de rotura para os valores de pico para o provete *TT1* foram de 1,69 e 407,5kPa para  $M_p$  e  $G_p$ ,

respectivamente. Os valores encontrados no provete *TT2* para estes mesmos parâmetros foram de 1,62 e 474,5kPa, para  $M_p$  e  $G_p$ , respectivamente. O valor do parâmetro  $M$ , o qual define a envolvente de rotura para os estados críticos, foi de 1,884. Os parâmetros determinados para as envolventes de rotura conduziram a um valor de ângulo de atrito interno no estado crítico de 45,8°, a valores de ângulo de atrito interno de pico de 41,2° e de 39,7° e de coesão valores de 203,8kPa e de 237,3kPa para os provetes *TT1* e *TT2*, respectivamente. Estes valores elevados para os ângulos de atrito interno são semelhantes aos encontrados para a *Escória da Maia* e estão de acordo com a bibliografia onde se verificou que os agregados processados das escórias de aciaria apresentam ângulos de atrito interno desta ordem de valores.

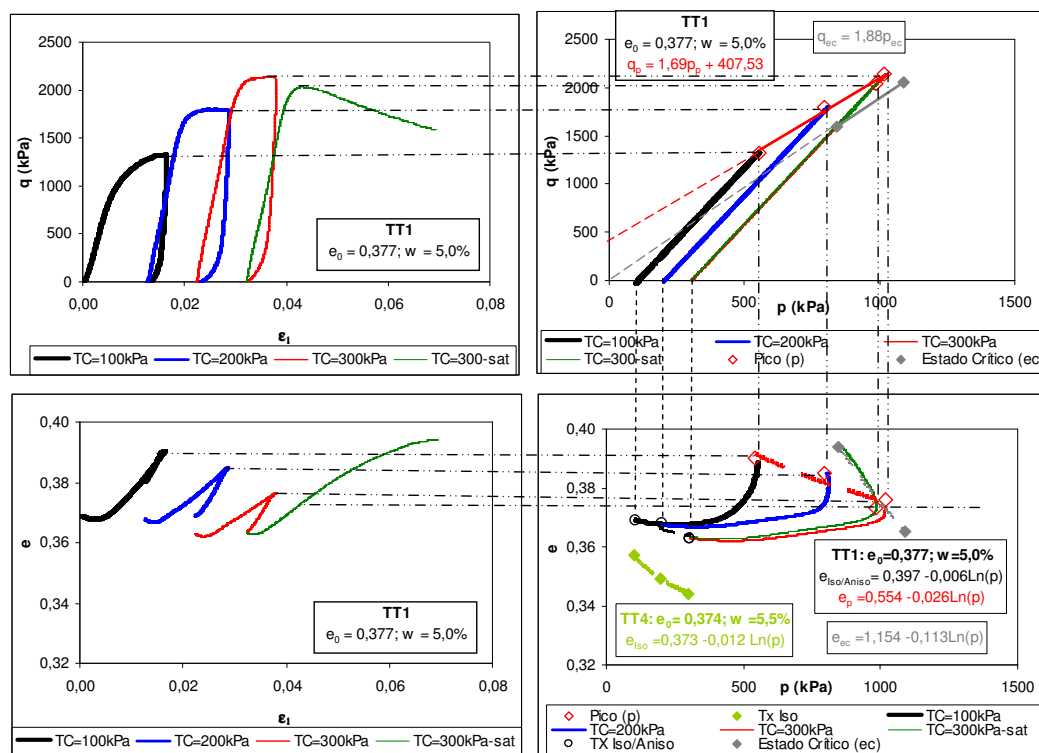


Figura 6.12: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos no provete *TT1*

Os resultados dos ensaios efectuados sobre o provete *TT1* conduziram aos valores de índice de vazios  $e_k$ ,  $e_{i/a}$  e do declive  $k$  e  $k_{iso/aniso}$  de 0,554, 0,397, 0,006 e 0,026, respectivamente. Os resultados dos ensaios efectuados sobre o provete *TT2* conduziram aos valores de  $e_k$ ,  $e_{i/a}$ ,  $k$  e  $k_{iso/aniso}$  de 0,539, 0,370, 0,027 e 0,005, respectivamente. Os resultados do ensaio de compressão isotrópica realizado sobre o provete *TT4* conduziram aos valores de 0,373 para  $e_i$  e 0,012 para o declive da recta,  $k_{iso}$ . Para a linha dos estados críticos obteve-se para  $\Gamma$  o valor de 1,154 e para  $\lambda$  o valor de 0,113. Estes valores mostram que ambos os provetes apresentam um comportamento no estado denso, uma vez que a linha de compressão isotrópica está localizada abaixo da linha dos estados crítico. Refira-se, no

entanto, que o valor encontrado para o parâmetro  $\lambda$  é ligeiramente superior aos valores encontrados para os agregados naturais. Esta situação pode dever-se ao facto de para deformações elevadas haver formação de deformações localizadas e os provetes não podem ser considerados homogêneos. Quando esta situação ocorre a dilatância do material pára e aparece um patamar de índice de vazios no diagrama  $(e, \varepsilon_1)$ , conduzindo à determinação de uma linha de estado crítico fictícia, como referem Biarez e Hicher (1994).

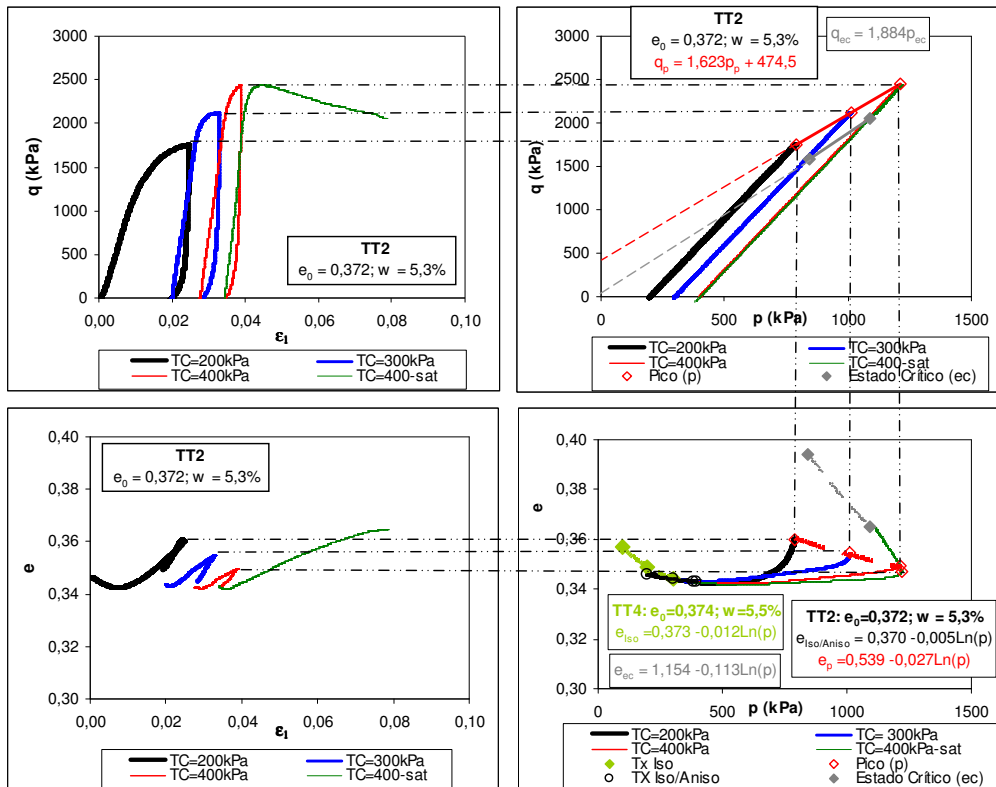


Figura 6.13: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos sobre o provete *TT2*

Na Figura 6.14 estão apresentados os resultados obtidos na *Escória do Trecho* para as *curvas virgem*. Da análise desta figura verifica-se que o comportamento é igual ao observado no caso do procedimento de ensaio multi-estágios (ver Figura 6.12 e Figura 6.13). A envolvente de rotura para os valores de pico tem como valor para o parâmetro  $M_p$  1,72, a que corresponde um valor de ângulo de atrito interno de  $41,9^\circ$ . Assim, verifica-se que mais uma vez o procedimento de ensaio multi-estágios e estágio simples conduz a valores idênticos de ângulo de atrito.

No Quadro 6.6 apresenta-se uma síntese de todos os resultados obtidos para a *Escória do Trecho* através dos ensaios triaxiais convencionais.



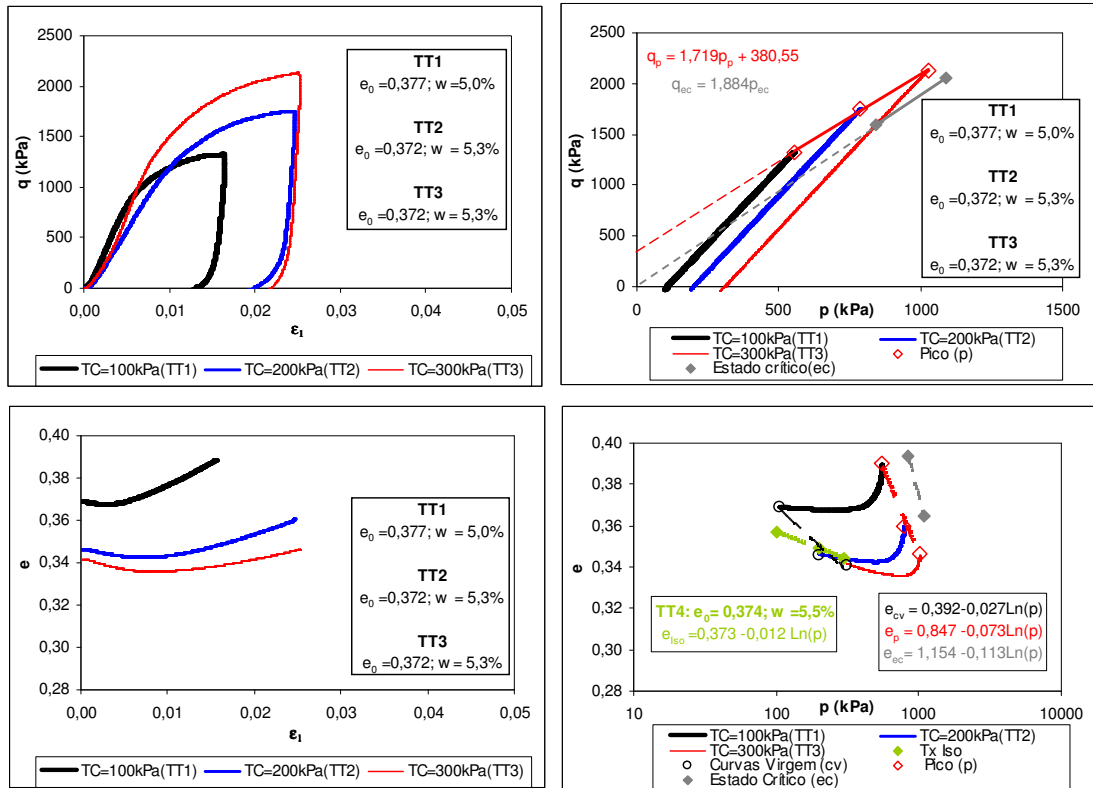


Figura 6.14: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos nas *curvas virgem*

Quadro 6.6: Síntese dos resultados obtidos para a *Escória do Trecho* através dos ensaios triaxiais convencionais

Parâmetros		Provete			Curvas Virgem
		TT1	TT2	TT4	
Ângulo de atrito interno de pico: $\phi_p$ (°)		41,2	39,7	-	41,9
Coesão: $c$ (kPa)		203,8	237,3	-	190,3
Ângulo de atrito interno de estado crítico: $\phi_{ec}$ (°)		45,8	45,8	-	45,8
Declive da linha de	valores de pico: $k$	0,026	0,027	-	0,073
	estado crítico: $\lambda$	0,113	0,113	-	0,113
	compressão isotrópica/anisotrópica: $k_{iso/aniso}$	0,006	0,005	-	-
	compressão isotrópica: $k_{iso}$ ou $k_{cv}$	-	-	0,012	0,027
$e_{(p=1kPa)^*}$	valores de pico: $e_k$	0,554	0,539	-	0,847
	estado crítico: $\Gamma$	1,154	1,154	-	1,154
	compressão isotrópica/anisotrópica: $e_{i/a}$	0,397	0,370	-	-
	compressão isotrópica: $e_i$ ou $e_{cv}$	-	-	0,373	0,392

(\* ) Índice de vazios correspondente a um valor de tensão normal média igual a 1kPa

### 6.3.3. Comparação dos resultados obtidos na Escória da Maia e Escória do Trecho

Na Figura 6.15 apresentam-se as envolventes de rotura determinadas para a *Escória da Maia* e a *Escória do Trecho*. Da comparação dos resultados obtidos na *Escória da Maia* e na *Escória do Trecho*, verifica-se que as envolventes encontradas são muito semelhantes estando, contudo, as envolventes de rotura da *Escória do Trecho* ligeiramente abaixo das envolventes de rotura da *Escória da Maia*. O valor do ângulo de atrito interno de pico encontrado para a *Escória do Trecho* (40,5°) é ligeiramente inferior ao encontrado para a *Escória da Maia* (42,5°), tal como acontece no caso do valor de ângulo de atrito interno do estado crítico (45,8° para a *Escória do Trecho* e 47,1° para a *Escória da Maia*). Relativamente aos valores de coesão, obteve-se 217,8kPa para a *Escória do Trecho* e 212kPa para a *Escória da Maia*.

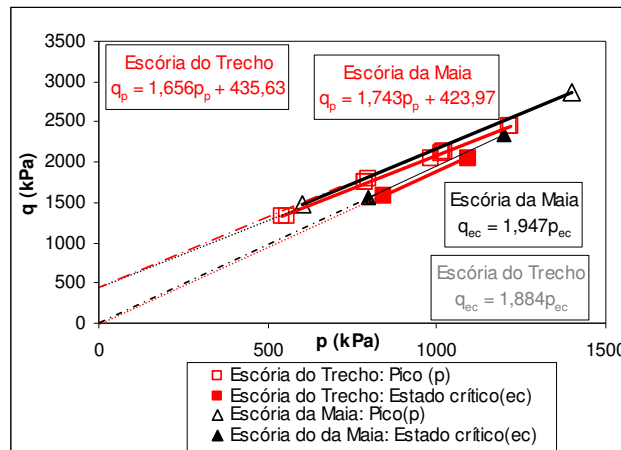


Figura 6.15: Envolventes de rotura para a *Escória da Maia* e a *Escória do Trecho*

Na Figura 6.16a, Figura 6.16b e Figura 6.16c apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios triaxiais convencionais do módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial, para a *Escória da Maia* (nos provetes de grande e muito grande dimensão) e para a *Escória do Trecho*, para as tensões de confinamento de 100, 200 e 300kPa, respectivamente. As curvas apresentadas correspondem às *curvas virgem*.

Da análise da Figura 6.16 verifica-se haver uma tendência de, até um determinado nível de deformação, o módulo de deformabilidade secante aumentar com o aumento do nível de deformação, embora com curvas distintas nos agregados processados nas duas escórias. Contudo, a partir de 1% de deformação, verifica-se a tendência habitual de degradação do módulo secante com o incremento de deformação, com praticamente sobreposição das curvas obtidas nos três materiais. Afigura-se, por isso, possível concluir que, a diferença nas granulometrias ensaiadas, parece não ter grande influência nas curvas de degradação do módulo de deformabilidade.

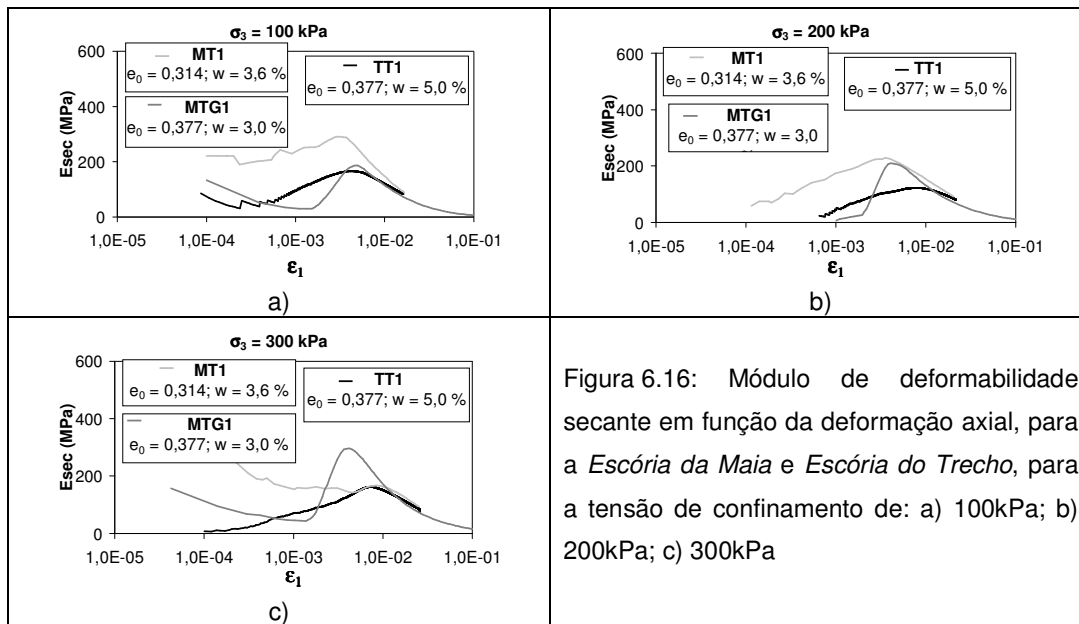


Figura 6.16: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial, para a *Escória da Maia* e *Escória do Trecho*, para a tensão de confinamento de: a) 100kPa; b) 200kPa; c) 300kPa

Face a estes resultados traçaram-se na Figura 6.17 as curvas do módulo de deformabilidade secante, para um nível de deformação de 1%, em função da tensão vertical total ( $\sigma_1$ ). Para se compararem os resultados obtidos nos agregados processados das escórias, os módulos de deformabilidade foram corrigidos para um índice de vazios de valor igual a 0,35. O valor normalizado foi calculado utilizando a Equação (6. 16) e a função de índice de vazios utilizada foi a encontrada neste trabalho (Equação (6. 17)).

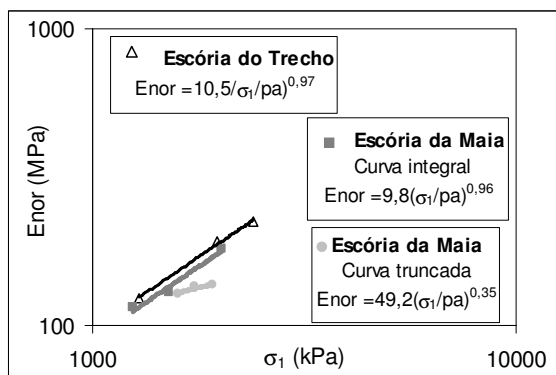


Figura 6.17: Módulo de deformabilidade secante, para 1% de deformação axial, em função de  $\sigma_1$  para os agregados processados das escórias

Os resultados obtidos evidenciam que a evolução do módulo de deformabilidade com a tensão vertical é similar na *Escória do Trecho* e na *Escória da Maia* para a curva integral. Além disso, verifica-se que a partir de um determinado nível de tensão há um maior valor do módulo de deformabilidade secante para a *Escória do Trecho* comparativamente à *Escória da Maia*. Para efeitos de ter um valor do módulo secante correspondente a um nível de deformação de 1%, adoptou-se uma tensão vertical arbitrária de 1500kPa. O valor correspondente a este nível

de deformação e de tensão é de 145MPa, para a *Escória do Trecho* e de 127MPa e 132kPa, para a *Escória da Maia*, para as curvas truncada (0/19) e integral (0/50), respectivamente.

No Quadro 6.7 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos para a *Escória da Maia* (no material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM)) e para a *Escória do Trecho*.

Quadro 6.7: Síntese dos resultados obtidos para a *Escória da Maia* (no material integral (LNEC) e truncado (LEC-UM)) e para a *Escória do Trecho*.

Parâmetros	Valor		
	<i>Escória da Maia</i> LNEC	LEC-UM	<i>Escória do Trecho</i>
Ângulo de atrito interno de pico: $\phi_p$ (°)	39,0	42,5	40,5
Ângulo de atrito interno de estado crítico: $\phi_{ec}$ (°)	47,1 <sup>e</sup>	47,3	45,8
Coesão: $c$ (kPa)	193,0	212,0	217,8
$E_{(0,35;1\%; 1500 \text{ kPa})}$ (MPa)*	132	127	145
(*) Módulo de deformabilidade correspondente a um índice de vazios de valor igual a 0,35, a um nível de deformação igual a 1% e uma tensão vertical de 1500kPa			

#### 6.3.4. Agregado Granítico

As condições de estado dos provetes ensaiados (construídos com o *Agregado Granítico*) estão apresentadas no Quadro 6.8. As dimensões de todos os provetes são de, aproximadamente, 150mm de diâmetro e 300mm de altura e os ensaios foram realizados no sector de Geotecnia do LEC-UM.

Quadro 6.8: Condições de compactação dos provetes construídos com o *Agregado Granítico*

Ref <sup>a</sup> Provede	w (%)	$e_0$	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	GC (%)
AG TT1	6,0	0,252	2,12x10 <sup>3</sup>	99,9
AG TT2	6,1	0,253	2,12x10 <sup>3</sup>	99,8
AG TT3	6,5	0,252	2,12x10 <sup>3</sup>	99,8
AG TT4	6,4	0,251	2,12x10 <sup>3</sup>	99,9

Na Figura 6.18 estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios triaxiais convencionais obtidos sobre o provete *AG TT1* e na Figura 6.19 estão apresentados os resultados obtidos sobre o provete *AG TT2*. Como se observa dessas figuras o comportamento tensão/deformação é não linear e os provetes apresentam um comportamento de um material no estado denso traduzindo-se num valor de pico. Além disso, os provetes saturados ou não saturados conduzem a valores de pico semelhantes. Verifica-se ainda que, inicialmente há um adensamento do material (comportamento contractante), onde o índice de vazios atinge um valor mínimo, para depois aumentar (comportamento dilatante), cujo comportamento é característico dos materiais granulares densos. Nos provetes saturados, para valores elevados

de deformação o índice de vazios mantém-se constante, isto é, o material deforma-se a volume constante atingindo o estado crítico.

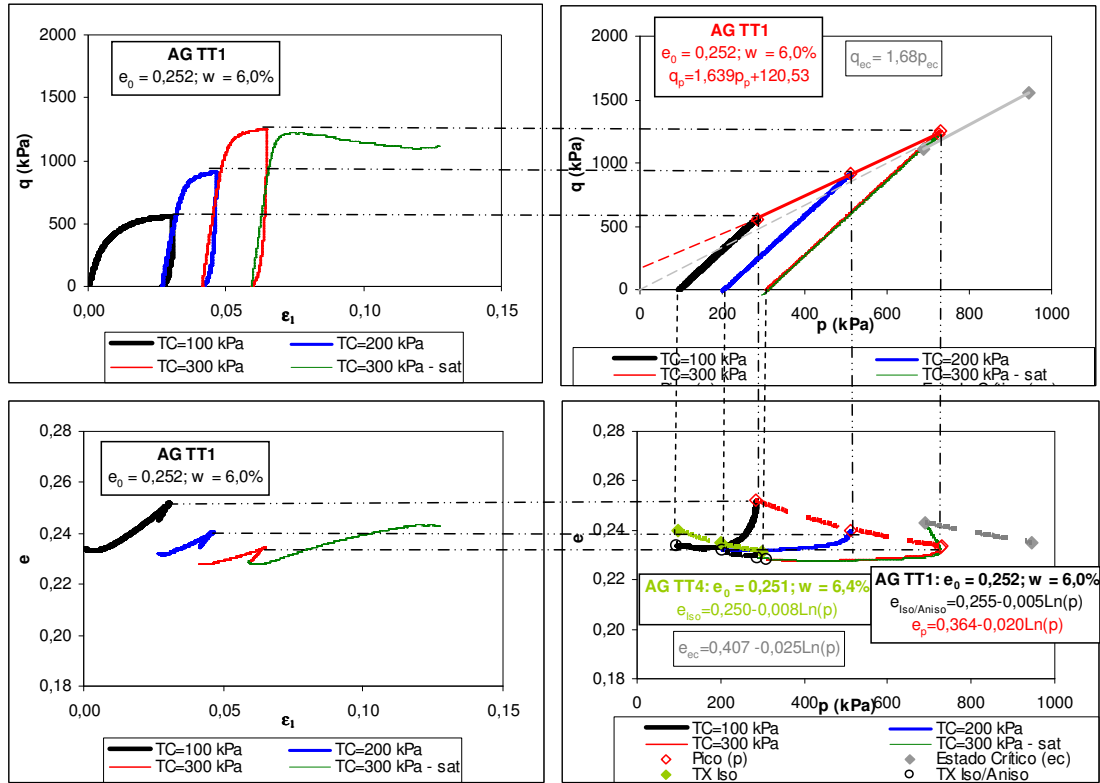


Figura 6.18: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos no provete AG TT1

Os valores encontrados para os parâmetros que definem a envolvente de rotura para os valores de pico para o provete AG TT1 foram de 1,639 e 120,5kPa para  $M_p$  e  $G_p$ , respectivamente. Os valores encontrados para os parâmetros que definem a envolvente de rotura para os valores de pico para o provete AG TT2 foram de 1,644 e 181,4kPa para  $M_p$  e  $G_p$ , respectivamente. O valor obtido para o declive da envolvente de rotura para os estados críticos foi de 1,68. Os parâmetros determinados para as envolturas de rotura conduziram a um valor de ângulo de atrito interno no estado crítico de  $41^\circ$ , a valores de ângulo de atrito interno de pico de  $40,1^\circ$  e de  $40,2^\circ$  (para os provetes AG TT1 e AG TT2, respectivamente) e de coesão valores de 120,5kPa para o provete AG TT1 e de 181,4kPa para o provete e AG TT2.

Os resultados dos ensaios efectuados sobre o provete AG TT1 conduziram aos valores de índice de vazios  $e_k$  e  $e_{i/a}$  e do declive  $k$  e  $k_{iso/aniso}$  de 0,364, 0,225, 0,020 e 0,005, respectivamente. Os resultados dos ensaios efectuados sobre o provete AG TT2 conduziram aos valores de  $e_k$  e  $e_{i/a}$ ,  $k$  e  $k_{iso/aniso}$  e de 0,367, 0,317, 0,021 e 0,017, respectivamente. Os resultados do ensaio de compressão isotrópica realizado sobre o provete AG TT4 conduziram aos valores de 0,250 para  $e_i$  e 0,008 para o declive da recta,  $k_{iso}$ . Para a linha dos estados críticos obteve-se para  $\Gamma$  o valor de 0,407 e para  $\lambda$  o valor de 0,025, estes valores estão de

acordo com os encontrados para os agregados naturais, onde o valor de  $\Gamma$  é inferior a 0,5 (para materiais com relação  $D_{60}/D_{10}$  próxima a 10, como é o caso da curva granulométrica do *Agregado Granítico*) e  $\lambda$  varia, aproximadamente, entre 0,1 e 0,003 (Biarez e Hicher, 1994). Estes resultados demonstram que ambos os provetes apresentam um comportamento no estado denso, uma vez que a linha de compressão isotrópica está localizada abaixo da linha dos estados crítico.

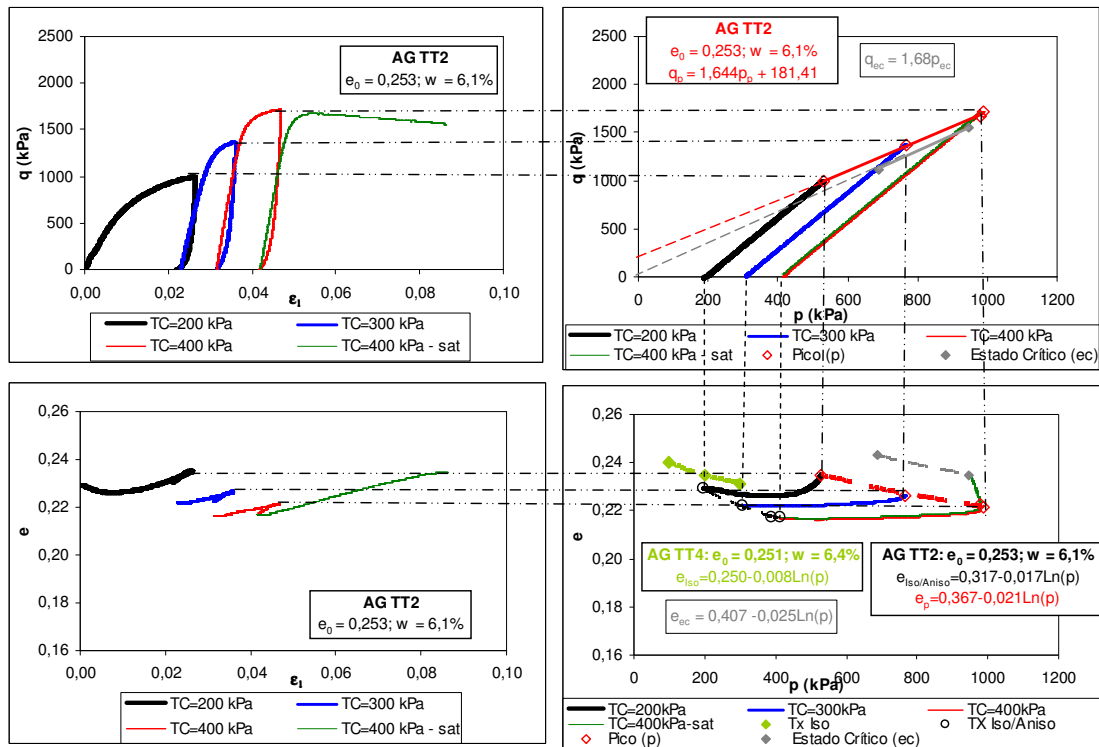


Figura 6.19: Resultados dos ensaios triaxiais convencionais obtidos sobre o provete AG TT2.

Na Figura 6.20 estão apresentados os resultados obtidos na *Agregado Granítico* para as *curvas virgem*. Da análise desta figura verifica-se que o comportamento é igual ao observado no caso do procedimento de ensaio multi-estágios. A envolvente de rotura para os valores de pico tem como valor para o parâmetro  $M_p$  1,66 a que corresponde um valor de ângulo de atrito interno de  $40,9^\circ$ , valor este próximo ao encontrado no caso do procedimento de ensaio multi-estágios (cerca de  $40^\circ$  para os dois provetes ensaiados), confirmando os resultados obtidos por Folque e Pinto (1970).

No Quadro 6.9 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos para o *Agregado Granítico* através dos ensaios triaxiais convencionais.

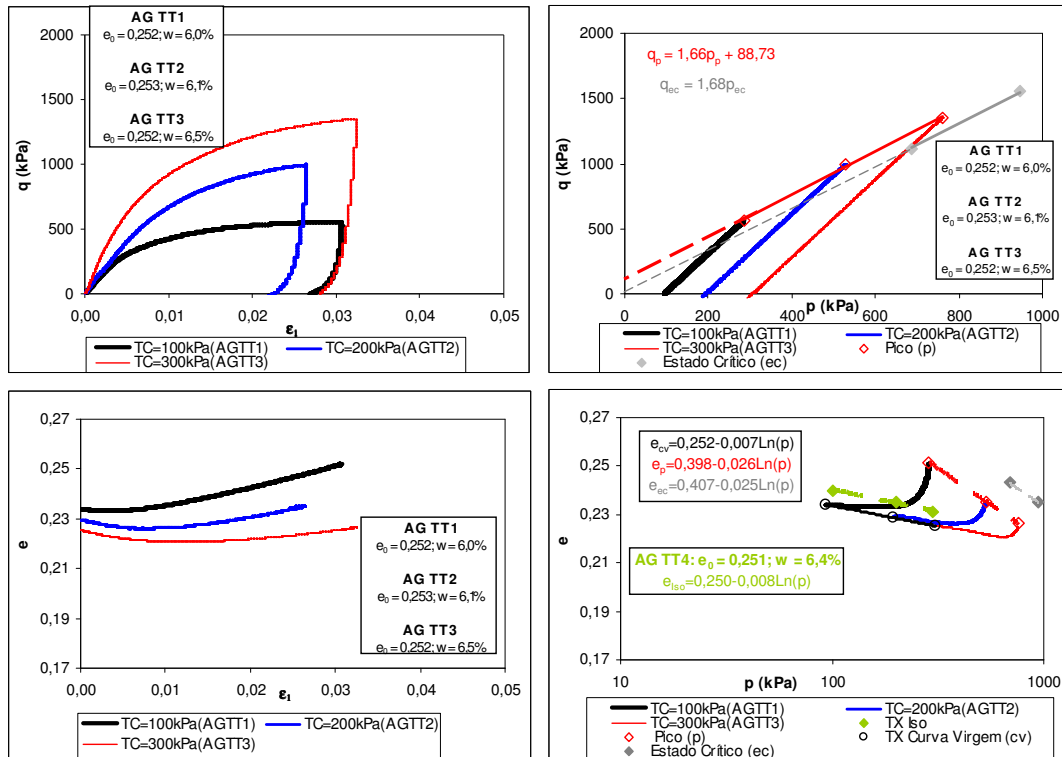


Figura 6.20: Resultados dos ensaios obtidos nas curvas virgem

Quadro 6.9: Síntese dos resultados obtidos para o Agregado Granítico através do ensaio triaxial convencional

Parâmetros		Provete			Curvas Virgem
		AGTT1	AGTT2	AGTT4	
Ângulo de atrito interno de pico: $\phi_p$ (°)		40,1	40,2	-	40,9
Coesão: c (kPa)		120,5	181,4	-	44,4
Ângulo de atrito interno de estado crítico: $\phi_{ec}$ (°)		41,0	41,0	-	41,0
Declive da linha de	valores de pico: k	0,020	0,021	-	0,026
	estado crítico: $\lambda$	0,025	0,025	-	0,025
	compressão isotrópica/anisotrópica: $k_{iso/aniso}$	0,005	0,017	-	--
	compressão isotrópica: $k_{iso}$ ou $k_c$	-	-	0,008	0,007
$e_{(p=1kPa)^*}$	valores de pico: $e_k$	0,364	0,367	-	0,398
	estado crítico: $\Gamma$	0,407	0,407	-	0,407
	compressão isotrópica/anisotrópica: $e_{i/a}$	0,225	0,317	-	-
	compressão isotrópica: $e_i$ ou $e_{cv}$	-	-	0,250	0,252
(*) Índice de vazios correspondente a um valor de tensão normal média igual a 1kPa					

### 6.3.5. Saibro Granítico

As condições de estado dos provetes ensaiados com o *Saibro Granítico* estão apresentadas no Quadro 6.12. As dimensões de todos os provetes são de, aproximadamente, 100mm de diâmetro e 200mm de altura e os ensaios foram realizados no sector de Geotecnia do LEC-UM.

Quadro 6.10: Condições de compactação dos provetes construídos com o *Saibro Granítico*

Refª Provede	w (%)	e <sub>0</sub>	ρ <sub>d</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	GC (%)
SG TT1	12,2	0,408	1,88x10 <sup>3</sup>	100,0
SG TT2	12,0	0,412	1,88x10 <sup>3</sup>	99,7

Na Figura 6.21 estão apresentados os resultados obtidos do ensaio triaxial convencional obtidos sobre o provete *SG TT1* confeccionado com o *Saibro Granítico*. Da análise da figura verifica-se o comportamento tensão/deformação do *Saibro Granítico* é não linear.

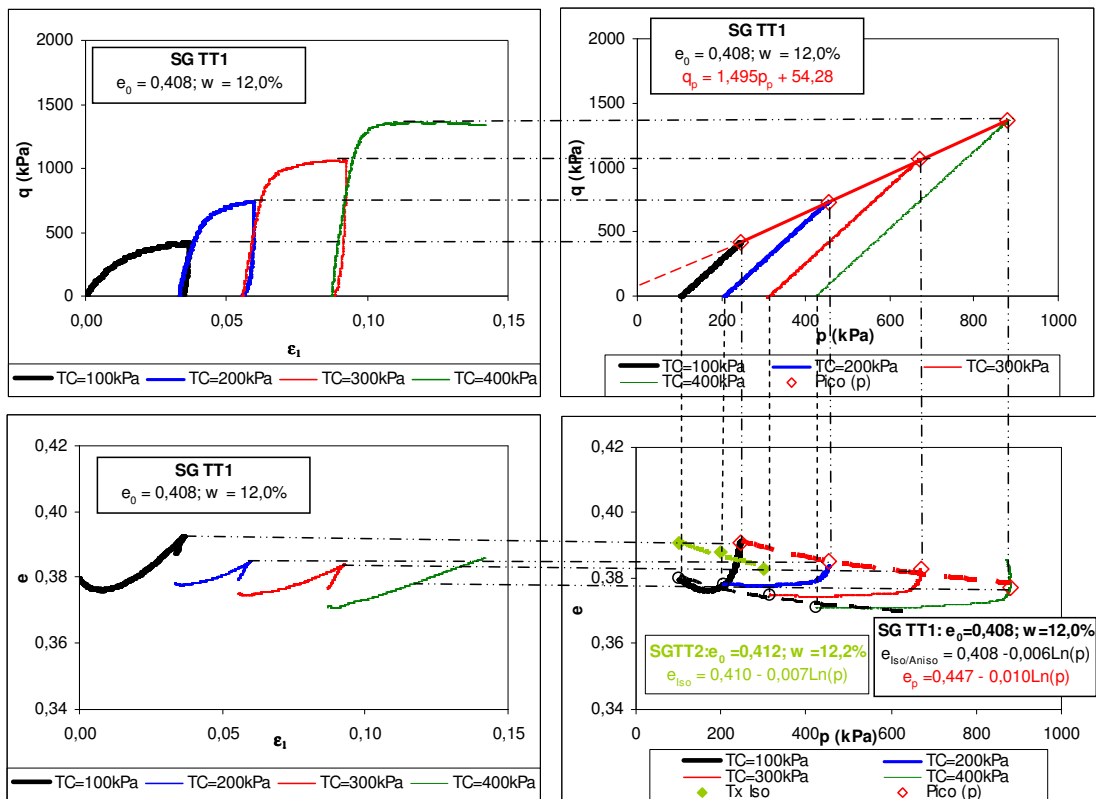


Figura 6.21: Resultados dos ensaios triaxiais obtidos para o *Saibro Granítico*

A envolvente de rotura para os valores de pico é definida através dos valores de 54,28kPa e 1,495 para os parâmetros  $G_p$ , e  $M_p$ , respectivamente. Estes parâmetros conduzem a um valor de coesão de 27,1kPa e de ângulo de atrito interno de pico de 36,8°. Este valor para



os ângulos de atrito internos são normalmente observados em materiais (areias) com uma quantidade significativa de feldspato (Bolton, 1986), como é o caso do saibro em estudo.

Da análise dos resultados obtidos para a evolução do índice de vazios, apresentados Figura 6.21, verifica-se o saibro apresenta um comportamento no estado denso, uma vez que, inicialmente há um adensamento do material (comportamento contractante), onde o índice de vazios diminui até um valor mínimo, para depois aumentar (comportamento dilatante). Além disso, verifica-se que o índice de vazios diminui à medida que a tensão de confinamento aumenta, como é natural acontecer.

A linha de compressão isotrópica/anisotrópica, apresentada na Figura 6.21 e obtida dos resultados dos ensaios com o procedimento multi-estágios, tem um valor de 0,408 e de 0,006 para os parâmetros  $e_{i/a}$  e  $k_{iso/aniso}$ , respectivamente. A linha de valores de pico é definida pelos valores de 0,447 e de 0,010 para os parâmetros  $e_k$  e  $k$ , respectivamente. Na mesma figura está também representada a linha de compressão isotrópica, obtida do ensaio de compressão isotrópica realizado sobre o provete *SG TT2*, cujos parâmetros  $e_i$  e  $k_{iso}$  têm um valor respectivo a 0,410 e 0,007. Destes resultados verifica-se que a linha de compressão isotrópica está localizada abaixo da linha dos valores de pico, cuja situação é verificada no caso de um material granular no estado denso.

No Quadro 6.11 apresenta-se uma síntese de todos os resultados obtidos para o *Saibro Granítico* através dos ensaios triaxiais convencionais.

Quadro 6.11: Síntese dos resultados obtidos para o *Saibro Granítico* através do ensaio triaxial convencional

Parâmetros		Valor
Ângulo de atrito interno de pico: $\phi_p$ (°)		36,8
Coesão: $c$ (kPa)		27,1
Declive da linha de	valores de pico: $k$	0,010
	compressão isotrópica/anisotrópica: $k_{iso/aniso}$	0,006
	compressão isotrópica: $k_{iso}$	0,007
$e_{(p=1kPa)^*}$	valores de pico: $e_k$	0,447
	compressão isotrópica/anisotrópica: $e_{i/a}$	0,408
	compressão isotrópica: $e_i$	0,410
(*) Índice de vazios correspondente a um valor de tensão normal média igual a 1kPa		

## 6.4. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO DE CURTA DURAÇÃO (TCCD)

### 6.4.1. Escória da Maia

Para avaliar o comportamento da *Escória da Maia* no domínio das pequenas a médias deformações foram ensaiados dois provetes. As condições de compactação de cada um dos provetes estão apresentadas no Quadro 6.12. Como se pode verificar do quadro, tentou-se que as condições dos provetes fossem semelhantes para se validarem e confirmarem os resultados obtidos.

Quadro 6.12: Condições de compactação dos provetes construídos com a *Escória da Maia* submetidas ao ensaio triaxial cíclico de curta duração

Ref <sup>a</sup> Provete	w (%)	e <sub>0</sub>	ρ <sub>d</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	GC (%)
MTP1	3,3	0,343	2,43x10 <sup>3</sup>	99,8
MTP2	3,7	0,341	2,43x10 <sup>3</sup>	100,0

Na Figura 6.22 apresentam-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade, obtido para uma deformação da ordem dos 4x10<sup>-5</sup>, em função da tensão vertical total ( $\sigma_v$ ) em todos os patamares onde foram realizados os ciclos de carga/descarga de pequena amplitude. Os valores do módulo de deformabilidade foram calculados a partir da tensão de desvio dividida pela deformação axial. Na mesma figura apresentam-se, também, os valores do módulo de deformabilidade secante retirados das curvas de degradação, para níveis de deformação de 4x10<sup>-5</sup>. Da Figura 6.22 verifica-se ainda a evolução do módulo de deformabilidade vertical segue uma lei de potência, que não inclui a tensão lateral,  $\sigma_3$ , como variável, tal como acontece nos materiais naturais. Refira-se que estudos anteriores (Hoque e Tatsuoka, 1998 e Gomes Correia et al., 2001) mostraram que o módulo de deformabilidade vertical no domínio das pequenas deformações ( $E$ ) é definido por uma lei potência, a qual não inclui a tensão lateral,  $\sigma_3$ , como variável, como mostra a Equação (6. 18) onde  $p_a$  é a tensão de normalização e tem o valor igual a 100kPa.

$$E = C \left( \frac{\sigma_1}{p_a} \right)^n \quad (6. 18)$$

Como se pode verificar da Figura 6.22 os valores encontrados para os dois provetes construídos com a *Escória da Maia*, quer para a constante, quer para o expoente, são bastante próximos (748,4MPa e 0,5523 para o provete *MTP1* e 732,6MPa e 0,5364 para o provete *MTP2*), confirmando assim, os valores encontrados para este material na gama das tensões estudada. Verifica-se ainda que o valor encontrado para a constante ( $C$ ) é muito elevada comparativamente aos valores encontradas no caso dos materiais granulares naturais indicando o excelente comportamento em termos de deformabilidade da *Escória da Maia*.

Quanto à potência  $n$  o valor obtido é semelhante ao normalmente encontrado nos materiais naturais e que ronda sensivelmente os 0,5 (Santos, 1999).

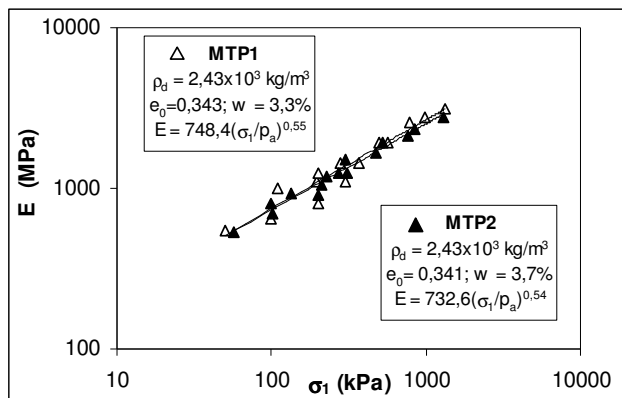


Figura 6.22: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical da *Escória da Maia*

No sentido de se estudar a influência da anisotropia induzida pelo carregamento traçaram-se as curvas do módulo de deformabilidade vertical em função da tensão vertical, normalizadas para o índice de vazios igual a 0,35. Os resultados foram normalizados através da Equação (6. 16), onde  $E^*$  é o módulo de deformabilidade medido nos provetes que, no presente caso, se refere ao valor correspondente a um nível de deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$ . Na Figura 6.23 estão apresentados esses resultados. Como se pode verificar os estados de carregamento anisotrópicos e isotrópicos apresentam uma tendência muito semelhante.

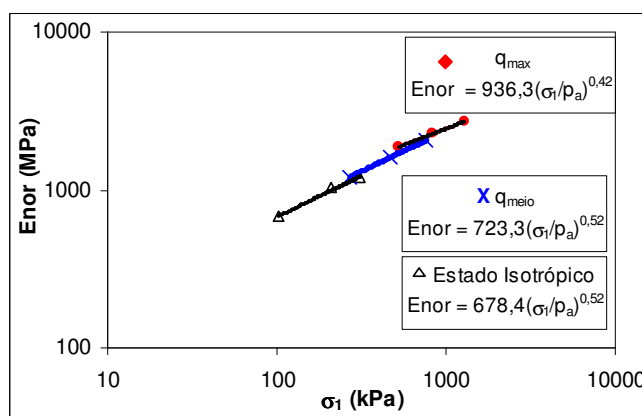


Figura 6.23: Influência da anisotropia induzida nas características de deformabilidade da *Escória da Maia*

Através das curvas de carga foram determinadas as curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante para os provetes *MTP1* e *MTP2*, apresentadas na Figura 6.24a e Figura 6.24b, respectivamente. Da análise destas figuras, verifica-se que parece existir um

patamar onde o módulo de deformabilidade é constante (mais evidente no provete *MTP1*) e de seguida um ligeiro aumento do módulo de deformabilidade com o aumento do nível de deformação. Este comportamento é característico de materiais granulares bem compactados, como mostraram os estudos de Kolisoja (1997) e Gomes Correia (2004a). Este aumento de rigidez do material está associado com o comportamento dilatante. De facto, como se viu na Capítulo 3, na Secção 3.2.4, no caso dos materiais granulares densamente compactados, para pequenas a médias deformações estes materiais exibem deformações plásticas muito pequenas, praticamente negligenciáveis quando comparadas com as deformações elásticas. Após este nível de deformação o material começa a mostrar uma redução no módulo de deformabilidade secante, consequência do aumento das deformações plásticas.

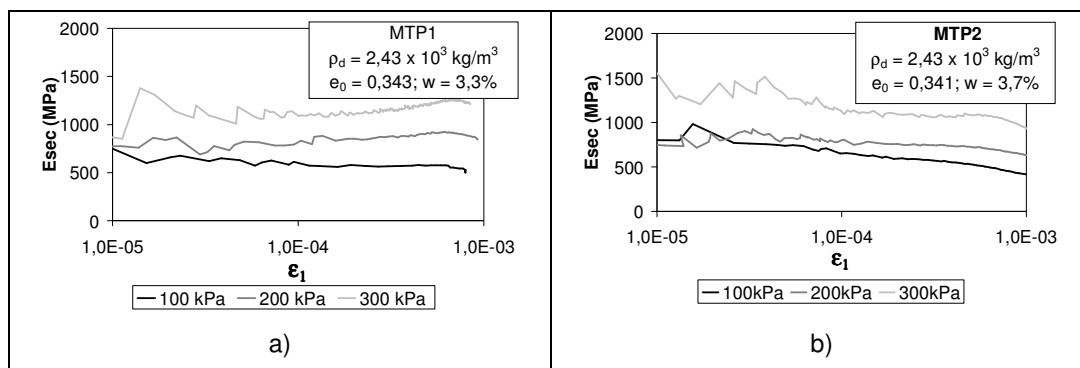


Figura 6.24: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial para o provete: a) *MTP1*; b) *MTP2*

#### 6.4.2. Escória do Trecho

Para avaliar a deformabilidade da *Escória do Trecho* no domínio das pequenas a médias deformações foi realizado um ensaio triaxial cíclico de curta duração sobre um provete, designado por *TTP1*, com um teor em água de 5,3% e uma massa volúmica de  $2,38 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ , a que corresponde um grau de compactação de 99,6%.

Na Figura 6.25 apresentam-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade em função da tensão vertical total, em todos os patamares onde foram realizados os ciclos de carga/descarga de pequena amplitude e os valores do módulo de deformabilidade secante retirados das curvas de degradação, para níveis de deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$ , uma vez que é este o nível de deformação envolvido nos ciclos de pequena amplitude. A lei potência encontrada para descrever o comportamento da *Escória do Trecho*, no domínio das pequenas deformações é do tipo potencial e é dada pela Equação (6. 19). Como se pode verificar o valor da constante também é muito elevada (aproximadamente 601MPa) indicando as excelentes propriedades de deformabilidade da *Escória do Trecho* e o valor da potência (0,56) é sensivelmente igual à encontrada nos materiais naturais (aproximadamente 0,5).

$$E = 601,4 \left( \frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{0,56} \quad (6.19)$$

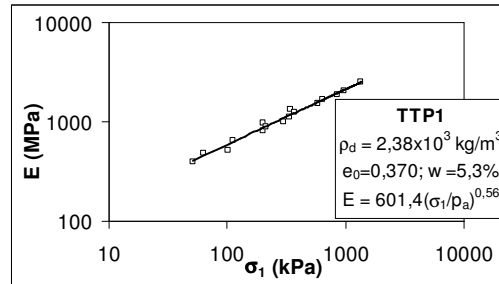


Figura 6.25: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical da *Escória do Trecho*

Através das curvas de carga foram determinadas as curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante, apresentadas na Figura 6.26. Da análise destas figuras, verifica-se que, tal como acontece na *Escória da Maia* e nos materiais granulares bem compactados, parece existir um patamar onde o módulo de deformabilidade é constante e de seguida um ligeiro aumento do módulo de deformabilidade com o aumento do nível de deformação.

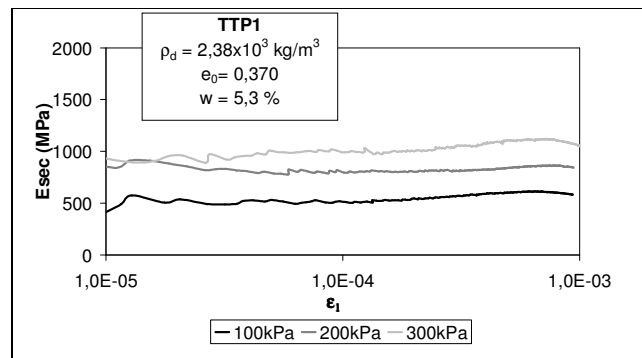


Figura 6.26: Influência do nível de deformação axial no módulo de deformabilidade secante da *Escória do Trecho*

### 6.4.3. Escória do Seixal

Para avaliar o comportamento da *Escória do Seixal* no domínio das pequenas a médias deformações foram ensaiados dois provetes através do ensaio triaxial cíclico de curta duração. As condições de compactação dos provetes estão apresentadas no Quadro 6.13. Como se pode verificar deste quadro, tentou-se que as condições dos provetes fossem semelhantes para se validarem e confirmarem os resultados obtidos.

Quadro 6.13: Condições de compactação dos provetes construídos com a *Escória do Seixal* submetidos ao ensaio triaxial cíclico de curta duração

Refª Proвете	w (%)	e <sub>0</sub>	ρ <sub>d</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	GC (%)
STP1	6,0	0,331	2,31x10 <sup>3</sup>	98,4
STP2	5,8	0,330	2,31x10 <sup>3</sup>	98,5

Na Figura 6.27 apresentam-se os resultados obtidos, em ambos os provetes (*STP1* e *STP2*), para o módulo de deformabilidade em função da tensão vertical total nos ciclos de carga/descarga de pequena amplitude e os valores do módulo de deformabilidade secante retirados das curvas de degradação, para níveis de deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$ , uma vez que é este o nível de deformação envolvido nos ciclos de pequena amplitude. Na figura apresenta-se ainda a lei de potência encontrada para cada um dos provetes. Como se pode verificar a partir da Figura 6.27, os valores encontrados, quer para a constante, quer para o expoente, são bastante próximos (883MPa e 0,5918 para o provete *STP1* e 833MPa e 0,5939 para o provete *STP2*), confirmando assim, os valores encontrados para este material na gama de tensões estudada. Verifica-se ainda, que tal como aconteceu na *Escória do Trecho* e na *Escória da Maia*, o valor da constante é muito elevada, indicando o excelente comportamento em termos de deformabilidade da *Escória do Seixal*.

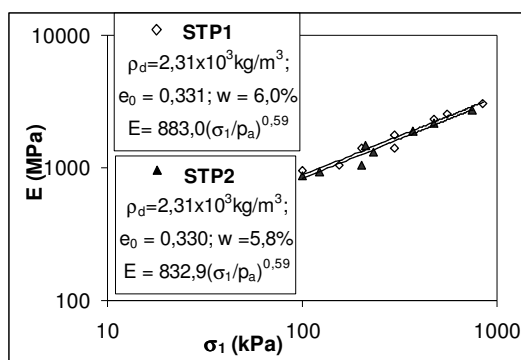


Figura 6.27: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical da *Escória do Seixal*

Através das curvas de carga foram determinadas as curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante para os provetes *STP1* e *STP2* apresentadas na Figura 6.28a) e Figura 6.28b), respectivamente. Da análise destas figuras, verifica-se que parece existir um patamar onde o módulo de deformabilidade é constante (mais evidente no provete *STP2*) e de seguida um ligeiro aumento do módulo de deformabilidade com o aumento do nível de deformação. Este comportamento é similar ao apresentado pelos outros dois agregados processados das escórias em estudo (*Escória da Maia* e do *Trecho*) e como anteriormente referido deve-se ao facto de no domínio de deformação em estudo as deformações serem essencialmente elásticas.

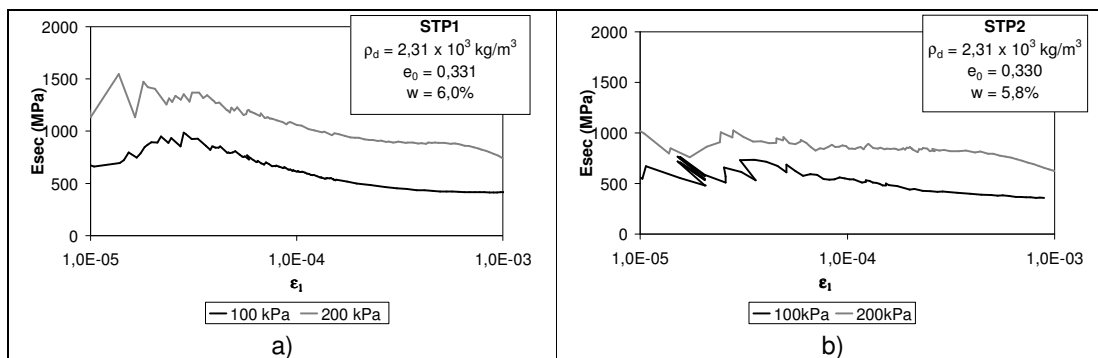


Figura 6.28: Módulo de deformabilidade secante em função da deformação axial, para o provete: a) STP1; b) STP2

#### 6.4.4. Agregado Granítico

Para avaliar o comportamento do *Agregado Granítico* no domínio das pequenas a médias deformações realizou-se um ensaio triaxial cíclico de curta duração sobre um provete designado de *AG TTP1*, com a massa volúmica seca de  $2,12 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  e um teor em água igual a 5,9%.

Na Figura 6.29 apresentam-se os resultados obtidos, para o módulo de deformabilidade em função da tensão vertical total nos ciclos de carga/descarga de pequena amplitude e os valores do módulo de deformabilidade secante retirados das curvas de degradação, para níveis de deformação de  $4 \times 10^{-5}$ , já que é este o nível de deformação dos ciclos de pequena amplitude. Na figura apresenta-se ainda a lei de potência encontrada para o provete. Como se pode verificar da Figura 6.29 o valor encontrado para a constante foi de 284MPa e 0,57 para o expoente. Estes valores, para a constante e para a potência, são similares aos encontrados por Reis Ferreira (2003) também num agregado de origem granítica.

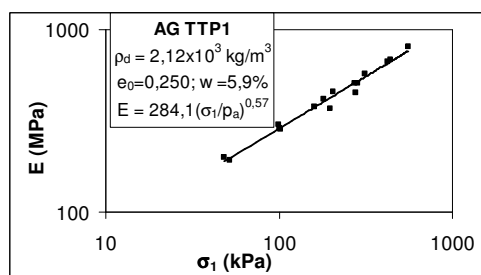


Figura 6.29: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical do *Agregado Granítico*

Através das curvas de carga foram determinadas as curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante apresentadas na Figura 6.30. Da análise desta figura verifica-se que não há praticamente degradação do módulo de deformabilidade secante, situação verificada no caso dos materiais granulares quando estão bem compactados, como já se referiu aquando da discussão dos resultados obtidos nos agregados processados das escórias.

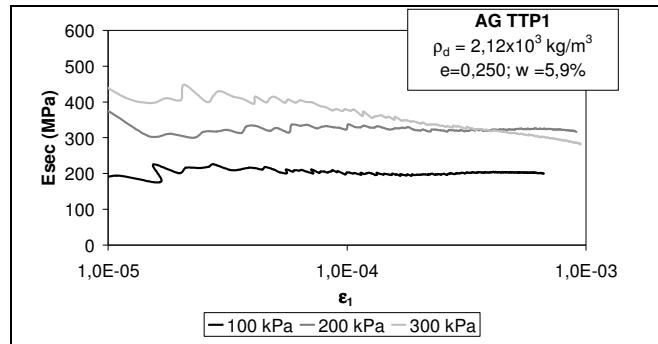


Figura 6.30: Influência do nível de deformação axial no módulo de deformabilidade secante do *Agregado Granítico*

#### 6.4.5. Saibro Granítico

Para avaliar o comportamento do *Saibro Granítico* no domínio das pequenas a médias deformações realizou-se o ensaio triaxial cíclico de curta duração sobre um provete designado de *SG TTP1*, com uma massa volúmica seca de  $1,88 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  e um teor em água igual a 12,0%, a que corresponde um grau de compactação de 98,8%.

Na Figura 6.31 apresentam-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade em função da tensão vertical total, nos ciclos de carga/descarga de pequena amplitude e os valores do módulo de deformabilidade secante retirados das curvas de degradação, para níveis de deformação de  $4 \times 10^{-5}$ , uma vez que é este o nível de deformação envolvido nos ciclos de pequena amplitude. Na figura apresenta-se ainda a lei de potência encontrada para o provete. Como se pode verificar da Figura 6.31 o valor encontrado para a constante, foi de 211MPa e para o expoente foi de 0,64. Estes valores estão de acordo com os encontrados por Hadiwardoyo (2002) num saibro de origem granítica, embora o valor encontrado para a potência seja mais elevado (0,64 para o *Saibro Granítico* e 0,42 para o saibro granítico estudado por Hadiwardoyo, 2002).

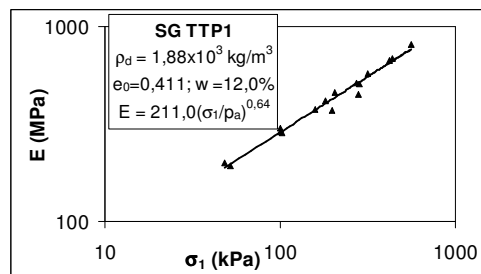


Figura 6.31: Influência da tensão vertical total no módulo de deformabilidade vertical do *Saibro Granítico*

Através das curvas de carga foram determinadas as curvas de degradação do módulo de deformabilidade secante apresentadas na Figura 6.32. Nesta mesma figura apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade retirados dos ensaios triaxiais convencionais para um



nível de deformação de 1%. Dos resultados apresentados verifica-se que à medida que o nível de deformação aumenta o módulo de deformabilidade secante diminui, tal como acontece nos solos e verificado por diversos investigadores (Santos, 1999, Fleureau et al., 2002, Gomes Correia, 2004a).

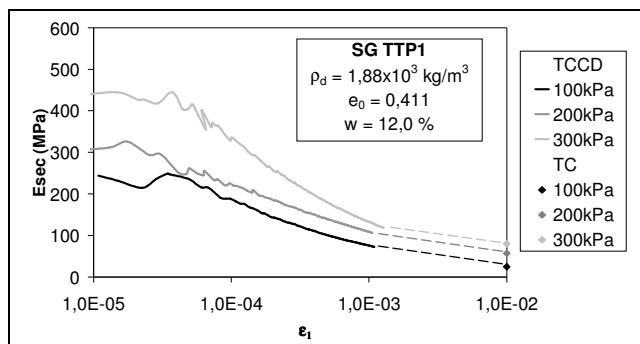


Figura 6.32: Influência do nível de deformação axial no módulo de deformabilidade secante do *Saibro Granítico*

Na Figura 6.33 apresentam-se os resultados do módulo de deformabilidade secante normalizados para o valor máximo ( $E_{max}$ ), em função da deformação axial. Como se pode verificar da Figura 6.33 as curvas após a normalização são independentes da tensão de confinamento, tal como verificado por diversos investigadores (Santos, 1999, Fleureau et al., 2002,) em diversos solos.

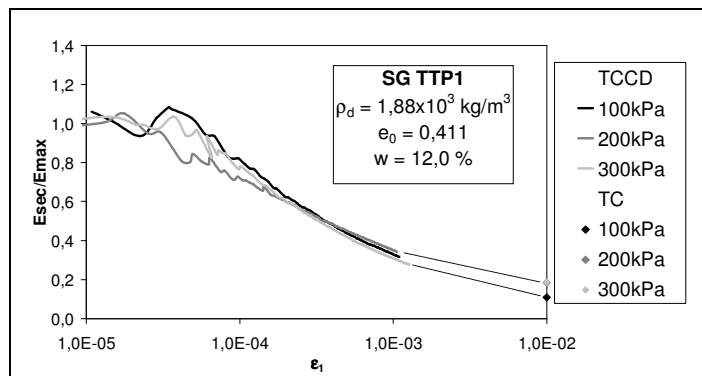


Figura 6.33:  $E_{sec}/E_{max}$  em função da deformação axial, para o *Saibro Granítico*

## 6.5. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO DE LONGA DURAÇÃO

### 6.5.1. Acondicionamento e comportamento às deformações reversíveis

Para caracterizar o comportamento reversível dos materiais granulares e muito particularmente a *Escória da Maia* realizou-se também um ensaio triaxial cíclico de longa duração, o qual envolveu um grande número de ciclos. O ensaio foi realizado sobre um provete, designado de *MTC1*, com um teor em água de 1,8% ( $w \sim w_{opt}-2\%$ ), e uma massa volúmica seca de

$2,37 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ , a que corresponde um grau de compactação de 97,3% (condições de compactação normalmente encontradas em obra).

Este ensaio, como descrito no Capítulo 4 na Secção 4.3.3.3, inclui duas fases: um acondicionamento cíclico, o qual consiste na aplicação de 20000 ciclos, com um elevado nível de tensão e de seguida a aplicação de uma série de pequenos carregamentos (com 100 ciclos cada), segundo diferentes trajectórias de tensão.

Na Figura 6.34. apresenta-se o comportamento observado no primeiro e último ciclo, na primeira fase do ensaio, isto é durante o acondicionamento do provete. Da análise da Figura 6.34 verifica-se que no final do acondicionamento, contrariamente ao que acontece no primeiro ciclo de carga, a deformação axial ao 20000 ciclo volta ao seu valor inicial, ou seja, o comportamento do material é reversível. Refira-se que o objectivo do acondicionamento é eliminar as deformações permanentes que ocorrem durante os primeiros ciclos de carga e obter um comportamento reversível estável.

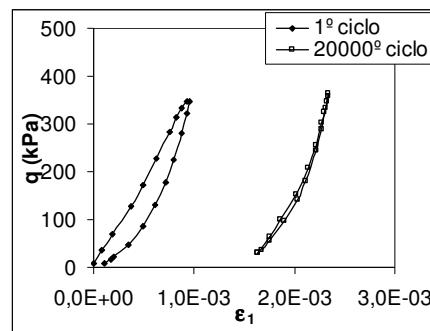


Figura 6.34: Comportamento observado no 1º ciclo e no 20000º ciclo durante o acondicionamento do provete

Um dos requisitos para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos de longa duração, referidos na norma europeia EN 13286-7(2004), é que a carga seja mantida constante ao longo do ensaio. Este requisito é cumprido pelo sistema de aplicação de cargas cíclicas implementado durante este trabalho, como mostram os resultados obtidos para a tensão de desvio em função do número de ciclos aplicados, apresentados na Figura 6.35a).

Da análise da Figura 6.35b) e da Figura 6.35c) verifica-se que, tal como acontece nos materiais naturais e verificado por diversos investigadores (Dawson et al., 1996 e Coronado et al., 2004), durante os primeiros ciclos de carga, as deformações permanentes,  $\epsilon_1^p$ , aumentam rapidamente e as deformações reversíveis,  $\epsilon_1^r$ , diminuem, isto é a rigidez do material aumenta. Após esta fase inicial as deformações permanentes estabilizam e a resposta da *Escória da Maia* torna-se essencialmente elástica. Este comportamento estável é obtido a partir, sensivelmente, dos 4000 ciclos e a parte elástica da resposta do material é não linear, como mostra a Figura 6.34.

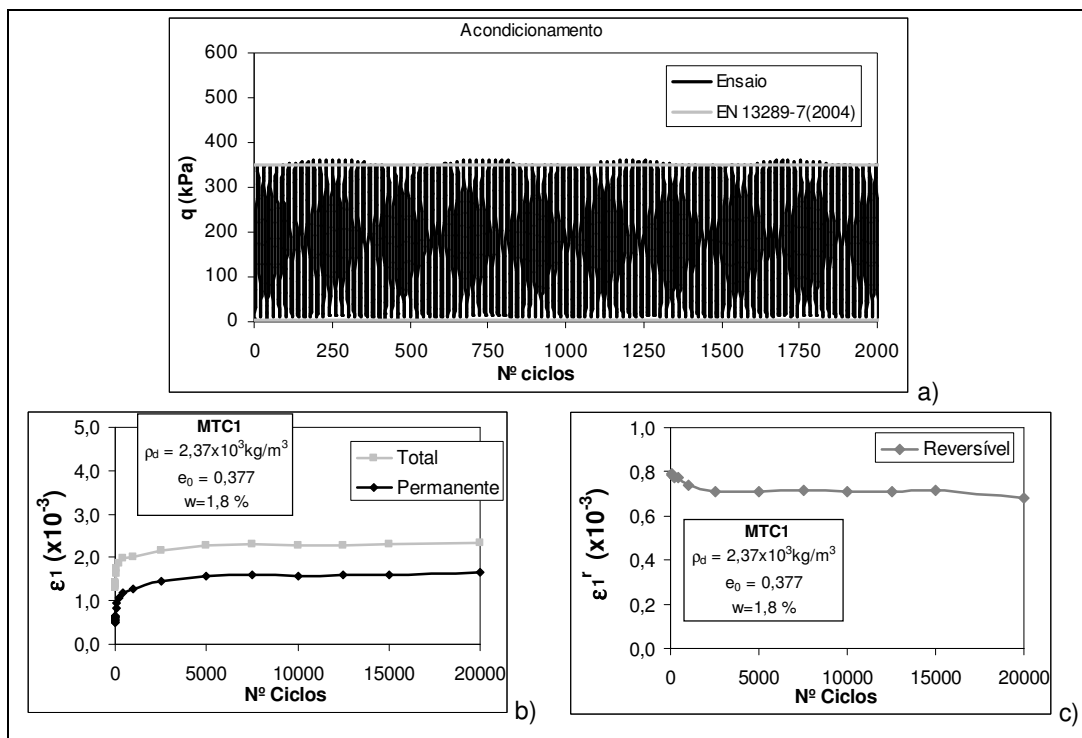


Figura 6.35: Evolução, com o número de ciclos: a) tensão de desvio ao longo do carregamento b) deformações vertical total e permanente; c) deformações vertical reversível

Para o estudo do comportamento reversível, propriamente dito, na segunda fase do ensaio aplicam-se uma série de pequenos carregamentos, segundo diferentes trajetórias de tensão. As trajetórias de tensão aplicadas estão definidas no Capítulo 4 na Secção 4.3.3.3 e na Figura 6.36 estão apresentadas as curvas tensão/deformação a que foi sujeito o provete.

Na Figura 6.37 apresentam-se a média dos valores do módulo de deformabilidade reversível vertical,  $E_r$ , obtidos nos 10 últimos ciclos, para cada um dos carregamentos cíclicos aplicados ao provete, em função da tensão vertical total ( $\sigma_1$ ). Os valores do módulo de deformabilidade reversível foram calculados através da Equação (6. 20), ou seja de acordo com o preconizado pela norma Europeia EN 13286-7 (2004). Na Equação (6. 20)  $\sigma_1$  e  $\epsilon_1^r$ , são a tensão principal máxima (vertical) reversível e a deformação vertical reversível, ao ciclo  $n$ , respectivamente.

$$E_r = \frac{\Delta q}{\epsilon_1^r} = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1^r} \quad (6. 20)$$

Da análise dos resultados verifica-se que o comportamento da *Escória da Maia* é ajustado segundo uma lei potência dada pela Equação (6. 21). Mais uma vez se verifica que, tal como acontece nos materiais naturais, o módulo de deformabilidade reversível vertical só depende da tensão aplicada nessa direcção (Hoque e Tatsuoka, 1998, Gomes Correia et al., 2001). Refira-se ainda que muito recentemente, também Grégoire et al. (2009) verificaram a mesma dependência, num agregado processado duma escória de aciaria belga.

$$E_r = 280,4 \left( \frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{0,51}$$

(6. 21)

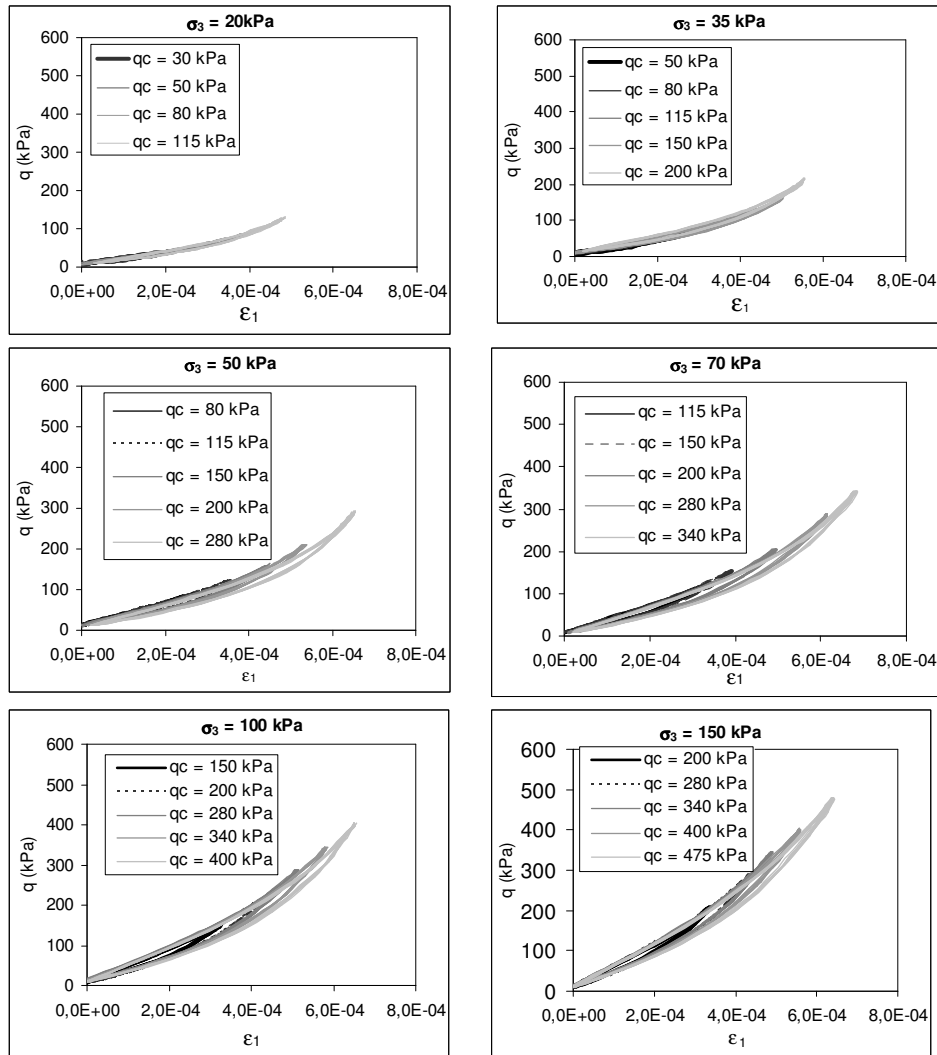


Figura 6.36: Comportamento tensão/deformação durante a aplicação dos diferentes carregamentos triaxiais cíclicos

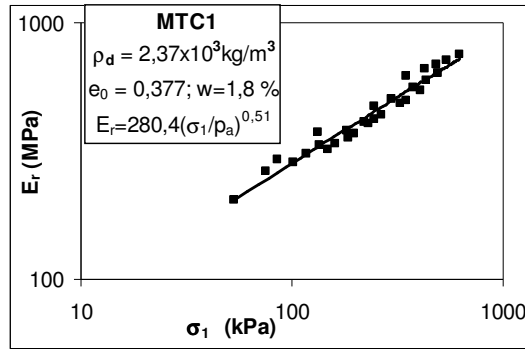


Figura 6.37: Módulo de deformabilidade reversível em função da tensão vertical

Na Figura 6.38 apresentam-se as curvas obtidas da deformação radial em função da deformação axial, em todas as carregamentos cíclicos aplicados ao provete *MTC1*.

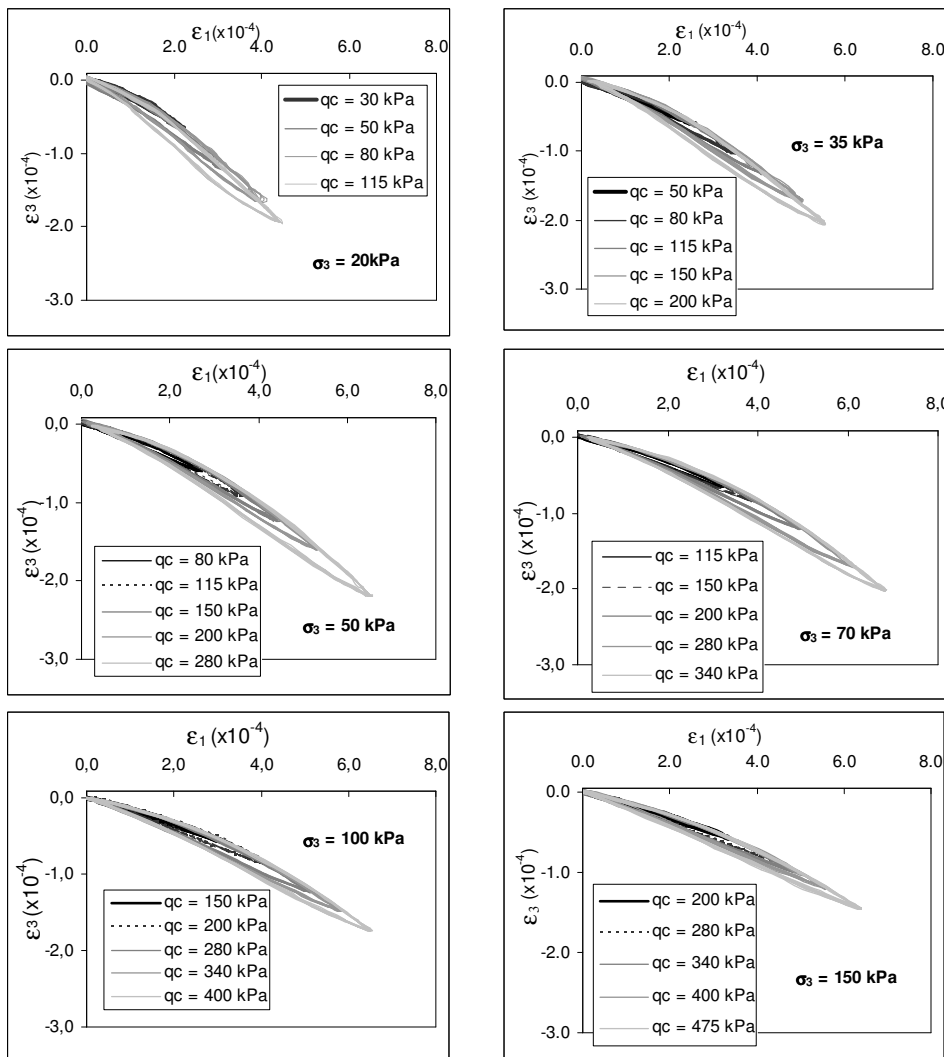


Figura 6.38: Relação entre a deformação radial e axial em função da tensão de confinamento

A partir das curvas apresentadas na Figura 6.38 determinou-se o coeficiente de Poisson reversível,  $\nu^r$ , através da Equação (6. 22), onde  $\epsilon_3^r$  e  $\epsilon_1^r$  é a deformação radial e axial reversível ao ciclo n, respectivamente.

$$\nu^r = -\frac{\epsilon_3^r}{\epsilon_1^r} \quad (6. 22)$$

Os valores determinados para o coeficiente de Poisson reversível em função da razão entre a tensão vertical reversível e a tensão de confinamento estão apresentados na Figura 6.39.

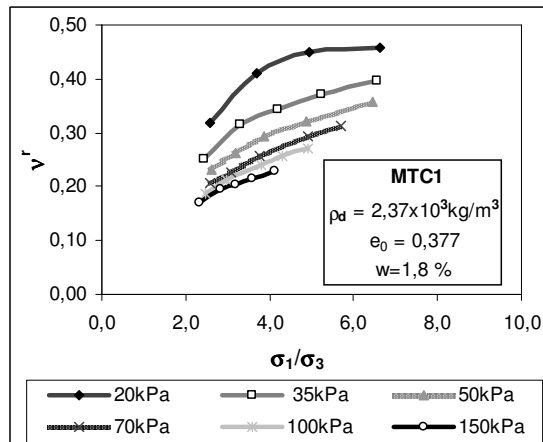


Figura 6.39: Influência do nível de tensão no coeficiente de Poisson reversível

Da análise da Figura 6.39 verifica-se que o coeficiente de Poisson reversível é influenciado pelo estado de tensão aplicado e aumenta com o aumento da tensão vertical e com a diminuição da tensão de confinamento, tal como acontece com os materiais naturais e verificado por diversos investigadores (Hicks, 1970, Brown e Hyde, 1975, Kolisoja, 1997). Além disso, verifica-se ainda que a influência da tensão no coeficiente de Poisson é traduzida por uma função polinomial de  $(\sigma_1/\sigma_3)$  (ver Quadro 6.14), tal como acontece nos materiais granulares naturais e mostrado por diversos investigadores (Hicks, 1970, Brown e Hyde, 1975, Kolisoja, 1997, Coronado, 2005).

Quadro 6.14: Influência do nível de tensão no coeficiente de Poisson reversível obtido para a *Escória da Maia*

$\sigma_3$ (kPa)	Lei
20	$v^r = -0,0139 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + 0,1608 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) - 0,0008$
35	$v^r = -0,0072 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + 0,0986 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + 0,059$
50	$v^r = -0,0054 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + 0,0809 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + 0,0597$
70	$v^r = -0,0039 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + 0,066 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + 0,0617$
100	$v^r = -0,0057 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + 0,0759 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + 0,0366$
150	$v^r = -0,0073 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + 0,0795 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + 0,0261$

## 6.5.2. Comportamento às deformações permanentes

### 6.5.2.1. Procedimento Multi-estágios

Para o estudo do comportamento às deformações permanentes, através do procedimento multi-estágios preconizado pela norma Europeia EN 13286-7 (2004), foi ensaiado um provete, designado *MTC2*, com um teor em água de 2,8%, e uma massa volúmica seca de  $2,37 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  (a que corresponde a um provete moldado nas condições de  $w \sim w_{\text{opt}} - 1\%$  e um grau de compactação de 97,3%). A trajectória de tensões aplicada ao provete está definida no Capítulo 4 na Secção 4.3.3.4.

Na Figura 6.40a) e Figura 6.40b) apresentam-se os resultados obtidos para as deformações permanentes verticais, quando a medição da deformação é realizada interna e externamente, para a primeira tensão de confinamento aplicada ao provete (20kPa) na primeira e última sequência do carregamento cíclico, respectivamente. Na Figura 6.41 apresentam-se os resultados obtidos das deformações permanentes verticais, para a tensão de confinamento de 20kPa, quando a medição da deformação é realizada interna e externamente, para todos os carregamentos cíclico realizados sobre o provete.

Da análise da Figura 6.40a) observa-se que no primeiro carregamento, onde a tensão de desvio aplicada é baixa (igual a 45kPa), as deformações permanentes verticais medidas externamente são cerca de 125% superiores às medidas realizadas internamente sendo que, no final do carregamento (para  $\sigma_3$  igual a 20kPa), se traduzem em 11,5%, num total dos 21% das diferenças observadas em todos os carregamentos (ver e Figura 6.41). Esta discrepância é

devida, possivelmente, por um lado há não homogeneidade do provete e, por outro lado aos baixos valores de deformação. De facto, após o 1º carregamento há a acomodação do material e para níveis mais elevados de tensão a deformação aumenta, pelo que no final as leituras efectuadas, tanto internamente como externamente, são muito semelhantes (ver Figura 6.40b), tal como é subentendido da norma europeia EN 13286-7 (2004). Por este facto, os resultados a seguir apresentados referem-se a medições de deformação internas para a 1ª tensão de confinamento aplicada ao provete (20kPa) e para as restantes tensões de confinamento os resultados apresentados referem-se aos obtidos através de medidas externas.

Esta constatação leva-nos a recomendar a utilização de transdutores de deslocamento interno no estudo do comportamento às deformações permanentes, para baixos níveis de tensão que conseqüentemente geram pequenas deformações e sobretudo, no estudo dos novos materiais onde o comportamento às deformações permanentes ainda é um tema em investigação, pelo que a bibliografia sobre este assunto é praticamente inexistente.

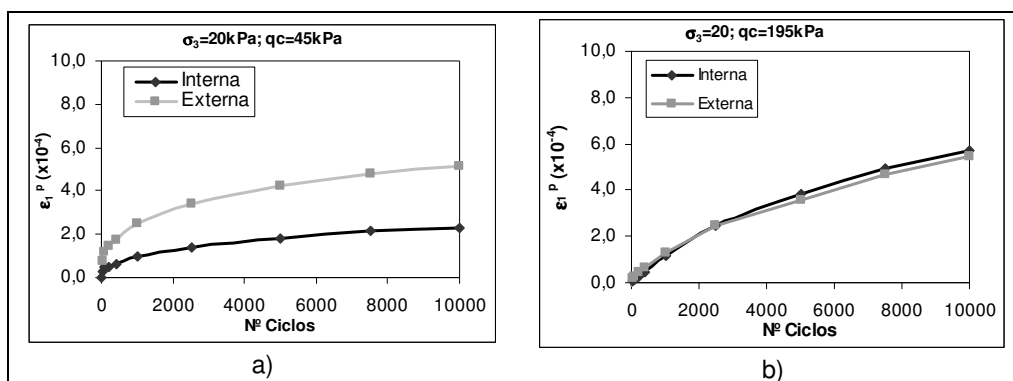


Figura 6.40: Deformação vertical permanente para uma tensão de confinamento de 20kPa para a) primeira trajectória de tensão; b) última trajectória de tensão

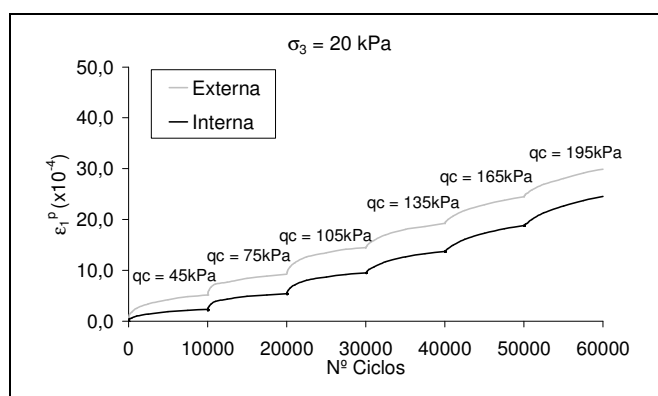


Figura 6.41: Influência das leituras interna e externa na deformação permanente

Na Figura 6.42 apresentam-se os resultados obtidos da deformação vertical permanente em função do número de ciclos aplicados, para as diferentes tensões de confinamento. Da análise conjunta das figuras verifica-se que, para baixos níveis de tensão,



durante os primeiros ciclos de carga, as deformações permanentes aumentam rapidamente. Após esta fase inicial as deformações permanentes tendem a estabilizar, ou continuam a aumentar a uma razão muito pequena, e a resposta do material torna-se essencialmente elástica. No caso de tensões muito elevadas as deformações permanentes crescem continuamente até, eventualmente, à rotura do material como se pode constatar dos resultados apresentados na Figura 6.42c), para a tensão de desvio de 555kPa, e na Figura 6.42e) para as últimas duas tensões de desvio (495 e 595kPa) aplicadas ao provete. Estas trajetórias situam-se a cerca de 43%, 30% e 36% do valor de tensão de desvio na rotura.

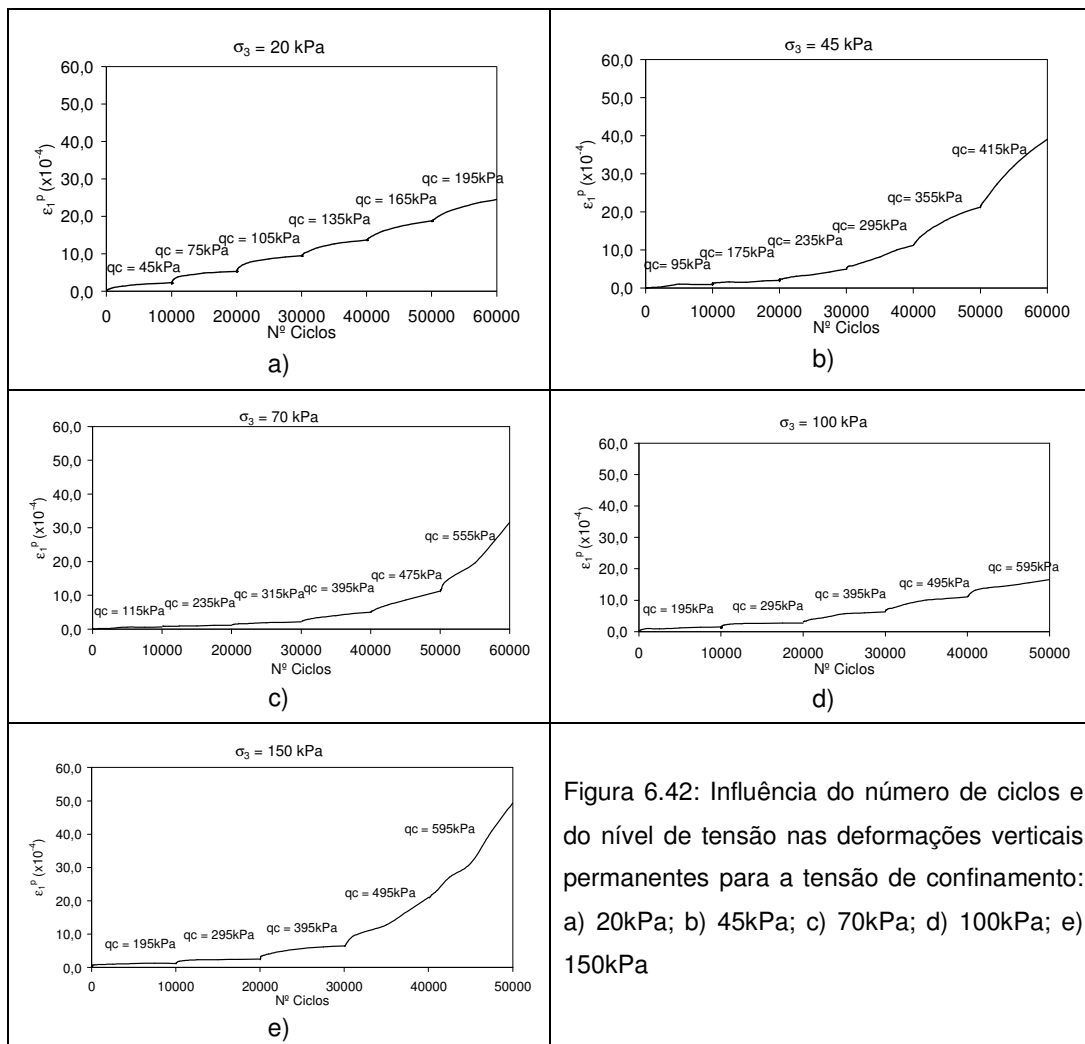


Figura 6.42: Influência do número de ciclos e do nível de tensão nas deformações verticais permanentes para a tensão de confinamento: a) 20kPa; b) 45kPa; c) 70kPa; d) 100kPa; e) 150kPa

Na Figura 6.43 apresentam-se os resultados obtidos da deformação vertical reversível em função do número de ciclos aplicados, para as diferentes tensões de confinamento. Da análise conjunta das figuras verifica-se que para baixos níveis de tensão, as deformações reversíveis mantêm-se praticamente constantes e à medida que o nível de tensão vai aumentando a *Escória da Maia* apresenta o comportamento usual, ou seja, durante os primeiros ciclos de carga, as deformações reversíveis diminuem e após esta fase inicial tendem

a estabilizar, como se pode verificar dos resultados apresentados na Figura 6.43b) para a tensão de desvio de 415kPa. Para tensões mais elevadas observou-se tendencialmente um aumento da deformação reversível com o aumento do número de ciclos, como se pode constatar dos resultados apresentados na Figura 6.43c), para a tensão de desvio de 555kPa, e na Figura 6.43e) para as últimas duas tensões de desvio (495 e 595kPa) aplicadas ao provete. Este aumento das deformações reversíveis, com o número de ciclos, parece estar relacionado com o aumento das deformações permanentes observadas para estas mesmas trajetórias.

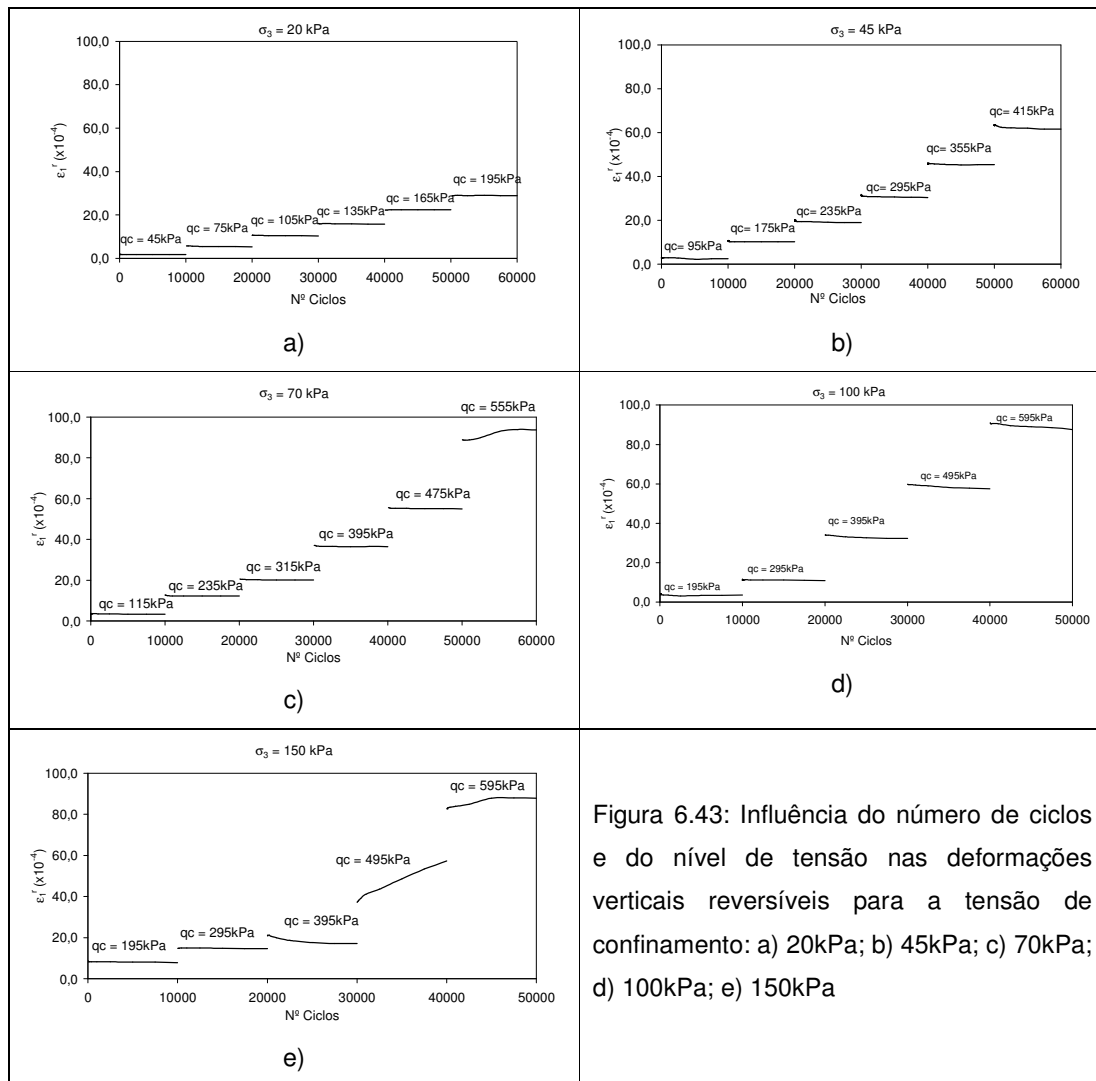


Figura 6.43: Influência do número de ciclos e do nível de tensão nas deformações verticais reversíveis para a tensão de confinamento: a) 20kPa; b) 45kPa; c) 70kPa; d) 100kPa; e) 150kPa

Através da análise dos resultados obtidos para as deformações permanentes determinaram-se os limites de *shakedown* e cedência, plásticos. A determinação destes limites é muito importante uma vez que definem as três zonas de diferentes comportamentos do material (Figura 6.44). Como já verificado no Capítulo 3, o limite de *shakedown* plástico delimita a zona de tensões a partir das quais o material deixa de ter um comportamento estável, isto é estabilização das deformações permanentes após a aplicação de alguns ciclos (Domínio A) e

começa a haver a rotura a um elevado número de ciclos (Domínio B). O limite de cedência plástica delimita a zona de tensões a partir das quais há rotura do material para um baixo número de cargas cíclicas (Domínio C) (ver Figura 6.44).

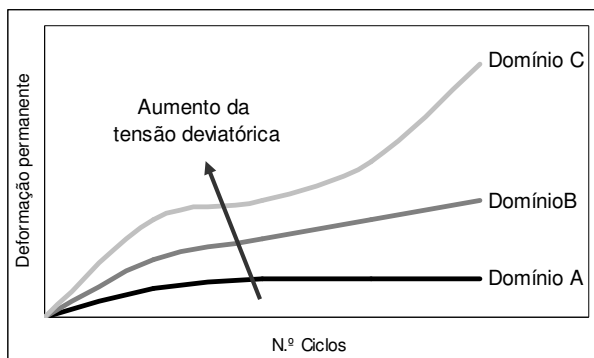


Figura 6.44: Comportamento das deformações em função do número de ciclos aplicados

De acordo com a EN 13286-7 (2004) e baseando-se na experiência alemã (Werkmeister et al., 2001) o valor de deformação  $\epsilon_p^1(5000) - \epsilon_p^1(3000) = 0,045 \times 10^{-3}$  define o limite de *shakedown* plástico e o valor de deformação  $\epsilon_p^1(5000) - \epsilon_p^1(3000) = 0,4 \times 10^{-3}$  define o limite de cedência plástico, para os materiais granulares quando utilizados nas camadas dos pavimentos. Ainda de acordo com a norma europeia EN 13286-7 (2004), os limites de *shakedown* e cedência plásticos são definidos através das equações (6. 23) e (6. 24), respectivamente.

$$\sigma_{1max} = \alpha \left( \frac{\sigma_{1max}}{\sigma_3} \right)^\beta \quad (6. 23)$$

$$\sigma_{1max} = \kappa \left( \frac{\sigma_{1max}}{\sigma_3} \right)^\eta \quad (6. 24)$$

Nas equações (6. 23) e (6. 24),  $\sigma_{1max}$  corresponde ao valor máximo da tensão vertical (em kPa) e  $\sigma_3$  é a tensão de confinamento na câmara triaxial (em kPa).  $\alpha$  e  $\kappa$  são constantes do modelo (em kPa) tais como  $\beta$  e  $\eta$ , mas estas últimas são adimensionais.

Na Figura 6.45 apresentam-se os limites de *shakedown* e cedência plásticos encontrados para a *Escória da Maia*. Como se pode verificar no caso do modelo para o limite de *shakedown* plástico obteve-se um valor de 2088,6kPa para o parâmetro  $\alpha$  e -0,9043 para o parâmetro  $\beta$ . No caso do modelo para o limite de cedência plástico encontrou-se um valor de 3072,8kPa para o parâmetro  $\kappa$  e o valor de -0,7631 para o parâmetro  $\eta$ . Estes valores elevados, encontrados para os parâmetros  $\alpha$  e  $\kappa$ , significam que a *Escória da Maia* apresentam uma baixa susceptibilidade às deformações permanentes.

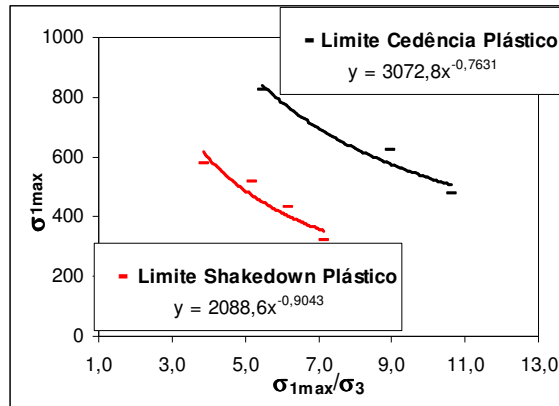


Figura 6.45: Limites de *shakedown* e cedência plásticos para a *Escória da Maia*

### 6.5.2.2. Procedimento com um único estágio de tensão

Para o estudo do comportamento às deformações permanentes, através do procedimento com um único estágio de tensão, foi ensaiado um provete com um teor em água de 2,8%, e uma massa volúmica seca de  $2,36 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ , a que corresponde a um provete moldado nas condições de  $w \sim w_{\text{opt}} - 1\%$  e um grau de compactação de 96,9%. A trajectória de tensões aplicadas está definida no Capítulo 4 na Secção 4.3.3.5.

Na Figura 6.46. apresenta-se a curva tensão/deformação observada no primeiro e último ciclo. Da análise da Figura 6.46 verifica-se que no último ciclo, contrariamente ao que acontece no primeiro, a deformação axial ao 800000 ciclo volta ao seu valor inicial, o que significa que o comportamento do material é reversível.

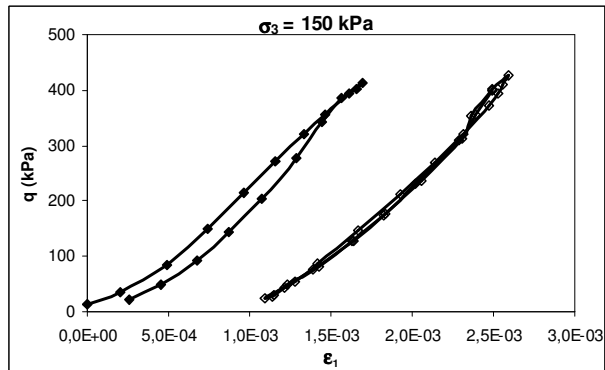


Figura 6.46: Comportamento de deformação observado no 1º e último ciclo (80000)

Na Figura 6.47a) apresenta-se a evolução da tensão de desvio ao longo do ensaio e como se pode verificar a carga é mantida praticamente constante ao longo dos 80000 ciclos aplicados ao provete, pelo que mais uma vez se mostra que o equipamento desenvolvido está de acordo com o imposto na norma EN 13286-7(2004).

Na Figura 6.47a) e na Figura 6.47b) apresentam-se os resultados obtidos das deformações verticais permanente e reversível, respectivamente, em função do número de

ciclos aplicados. Da análise da Figura 6.47 verifica-se que durante os primeiros ciclos de carga, as deformações permanentes,  $\epsilon_1^p$ , aumentam rapidamente e as deformações reversíveis,  $\epsilon_1^r$ , diminuem, isto é a rigidez do material aumenta. Após esta fase inicial as deformações permanentes estabilizam a partir, sensivelmente, dos 10000 ciclos e a resposta da *Escória da Maia* torna-se essencialmente elástica.

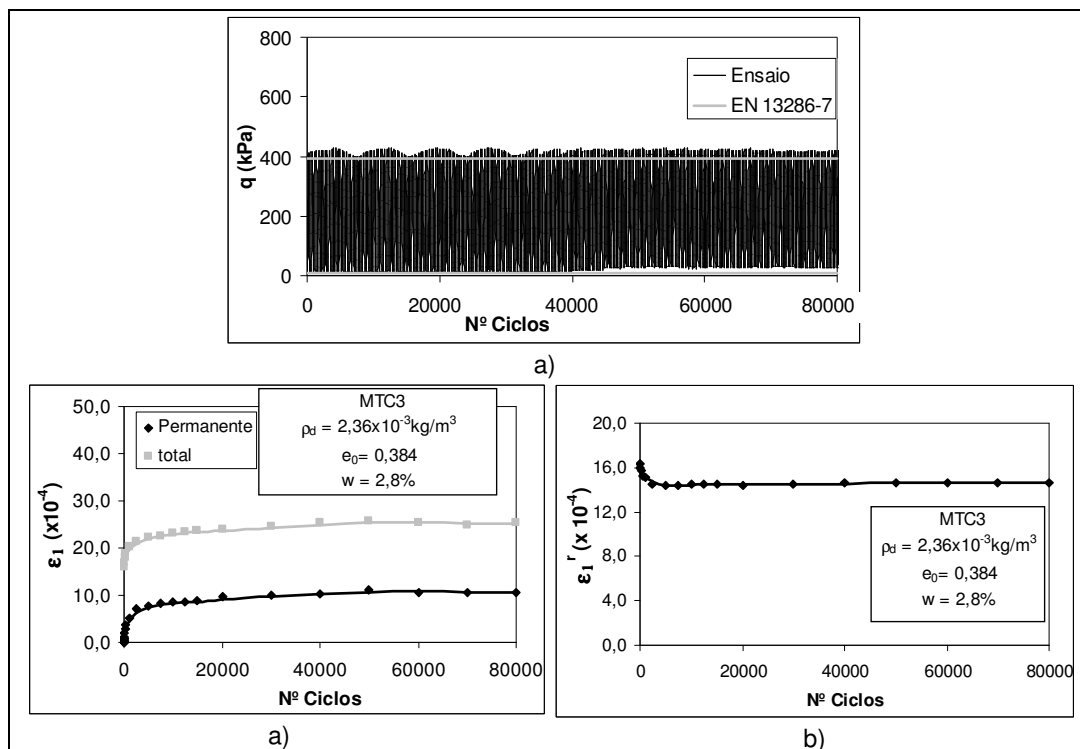


Figura 6.47: Evolução, com o número de ciclos: a) tensão de desvio ao longo do carregamento b) deformações vertical total e permanente; c) deformações vertical reversível

### 6.5.2.3. Comparação dos resultados obtidos nos procedimentos multi-estágios e um único estágio de tensão

Por forma, a se validar o procedimento multi-estágios, inicialmente proposto por Gidel (2001) e também preconizado na norma europeia EN 13286-7 (2004) apresenta-se na Figura 6.48 os resultados obtidos da deformação vertical permanente em função do número de ciclos aplicados no provete sujeito ao procedimento multi-estágios (proвете *MTC2*), para a tensão de confinamento de 150kPa e os obtidos no provete sujeito ao procedimento de ensaio com um único estágio de tensão (Proвете *MTC3*). Quando se compararam os valores de deformação permanente obtidos através dos dois procedimentos, para o mesmo nível de tensão aplicada aos provetes, verifica-se que as deformações permanentes obtidas no procedimento multi-estágios, são cerca de 29% inferiores às obtidas quando se aplica um único nível de tensão. Esta discrepância nos valores pode ter sido devida ao facto do provete ensaiado para um único nível de tensão ter um índice de vazios ligeiramente inferior ao do provete ensaiado através do

procedimento multi-estágios (0,384 e 0,378 para o provete ensaiado no procedimento multi-estágios e um único estágio de tensão, respectivamente) e como se verificou no Capítulo 3, a diminuição da massa volúmica seca faz aumentar as deformações permanentes. Dada esta diferença, julga-se importante fazer um estudo mais detalhado no sentido de se verificar e validar o procedimento multi-estágios comumente realizado no estudo dos materiais granulares naturais quando se estudam novos materiais. Há no entanto a salientar que esta constatação é baseada em resultados de ensaio realizados sobre um único provete.

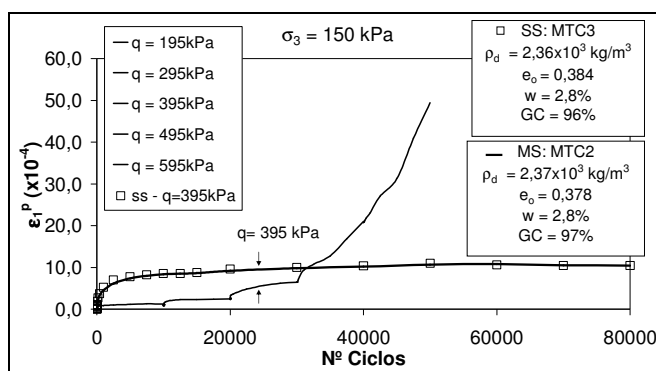


Figura 6.48: A influência da história das tensões nas deformações verticais permanentes da *Escória da Maia*

## 6.6. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE DEFORMAÇÃO NOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DAS ESCÓRIAS DA MAIA

A Figura 6.49a), Figura 6.49b) e Figura 6.49c) traduzem a influência do nível de deformação no módulo de deformabilidade secante, obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração e nos ensaios triaxiais convencionais realizados sobre os provetes de grande dimensão, para as tensões de confinamento estudadas (100, 200 e 300kPa, respectivamente).

Comparando os resultados obtidos através de ambos os ensaios triaxiais verifica-se, tal como era de esperar, que os módulos de deformabilidade secantes obtidos no domínio das pequenas a médias deformações ( $<1 \times 10^{-3}$ ), são muito mais pequenos quando determinados através do ensaio triaxial convencional. Estes resultados mostram que o ensaio triaxial instrumentado externamente, e tal como verificado por diversos investigadores (Gomes Correia, 1985, Jamiolkowski et al., 1995, Lo Presti et al., 2001) é inadequado quando se pretende um estudo do material no domínio das pequenas a médias deformações, pois subvaloriza, significativamente, os valores dos módulos de deformabilidade dos materiais. Contudo, quando se atingem deformações superiores a 1%, as curvas de degradação do módulo de deformabilidade obtidas nos ensaios triaxiais convencionais ajustam-se às curvas obtidas nos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração, evidenciando um bom ajuste de todos os resultados.

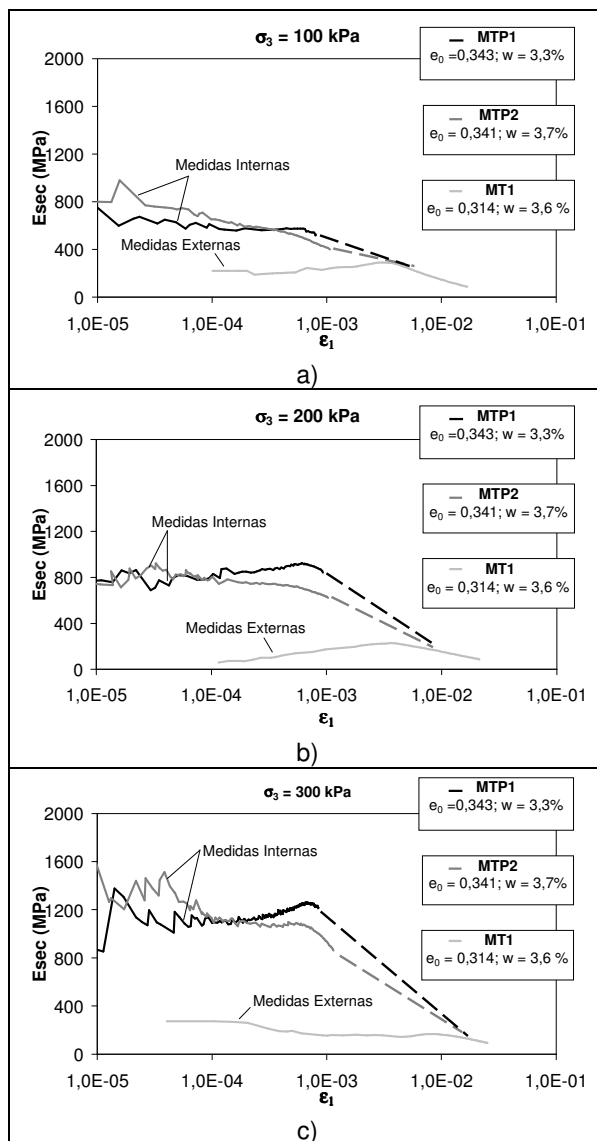


Figura 6.49: Módulo de deformabilidade secante determinado com diferentes técnicas de medição de deformação, para a tensão de confinamento de: a) 100kPa; b) 200kPa; c) 300kPa

Na Figura 6.50 apresentam-se os resultados obtidos, na *Escória da Maia*, para o módulo de deformabilidade em função do nível de tensão para quatro níveis de deformação, nomeadamente,  $4 \times 10^{-5}$ ;  $\sim 5 \times 10^{-4}$ ,  $1 \times 10^{-3}$  e  $1 \times 10^{-2}$  cujos resultados foram obtidos dos ensaios triaxiais, cíclicos de curta duração, cíclicos de longa duração, convencional no processo de descarga e convencionais no processo da carga, respectivamente.

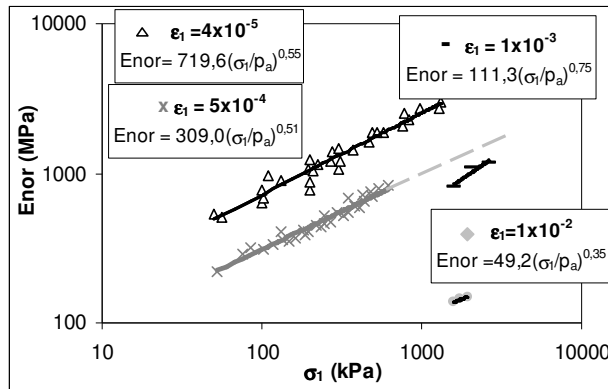


Figura 6.50: Influência do nível de deformação e de tensão no módulo de deformabilidade

Os valores apresentados na Figura 6.50 estão normalizados para um índice de vazios igual a 0,35 e para isso utilizou-se a Equação (6. 16) e a função de índice de vazios encontrada neste trabalho, dada pela Equação (6. 17). Da análise da figura verifica-se que, para o mesmo nível de tensão, o módulo de deformabilidade diminui com o aumento do nível de deformação. O valor do módulo de deformabilidade secante de referência, correspondente a  $4 \times 10^{-5}$  de deformação e a uma tensão vertical de 1000kPa, é de 2528MPa. Este valor é cerca de 23 vezes superior ao módulo de deformação encontrado para o nível de deformação de 1% (110MPa). Além disso, verifica-se ainda que os resultados obtidos para um nível de deformação  $1 \times 10^{-3}$ , obtidos dos ensaios triaxiais convencionais no processo de descarga, parecem poder alinhar-se segundo a linha de tendência obtida para o nível de deformação  $\sim 5 \times 10^{-4}$  através do ensaio triaxial cíclico de longa duração. Isto acontece porque os níveis de deformação envolvidos nos dois ensaios são próximos.

## 6.7. CONCLUSÕES

A caracterização mecânica em laboratório dos materiais envolveu o estudo das propriedades de resistência e deformabilidade dos materiais em estudo, nomeadamente os agregados processados das escórias nacionais, um *Agregado Granítico* e um *Saibro Granítico*.

Do estudo laboratorial relativo ao comportamento dos agregados processados das escórias nacionais no que se refere às suas propriedades de resistência e deformabilidade obtidas do ensaio de compressão uniaxial e triaxiais convencionais, verificou-se que estes materiais apresentam uma muito baixa compressibilidade traduzida por um módulo edométrico secante muito elevado ( $E_{edo} = 2\text{GPa}$ ) e boa resistência ao corte, traduzida por valores de ângulo de atrito interno de pico elevados (superiores a  $40^\circ$  no caso do material truncado para a dimensão máxima das partículas igual a 19mm e  $39^\circ$  quando se ensaia praticamente o material integral, dimensão máxima das partículas igual a 50,8mm). Para além disso, verificou-se ainda que os agregados processados das escórias nacionais apresentam um comportamento tensão/deformação não linear e quando o material é descarregado permanece irreversível



uma importante parcela da deformação, consequência do aumento da compacidade se fazer à custa de rearranjos estruturais no esqueleto sólido. Verificou-se também que a molhagem e/ou a saturação dos provetes parece ter pouca influência no comportamento tensão/deformação. Verificou-se ainda que os provetes ensaiados exibem um comportamento característico de materiais granulares densos uma vez que inicialmente há um adensamento do material (comportamento contractante), onde o índice de vazios diminui de início com o aumento da deformação axial, atingindo um valor mínimo, para depois aumentar (comportamento dilatante).

Dos ensaios foi ainda avaliada a influência do nível de deformação no módulo de deformabilidade secante (curvas de degradação). Os resultados mostraram que a partir de, sensivelmente, 1% de deformação há praticamente sobreposição das curvas obtidas para a *Escória da Maia* (quando se ensaia o material integral e truncado) e para a *Escória do Trecho* pelo que se concluiu que, a diferença nas granulometrias ensaiadas não tem grande influência nas curvas de degradação do módulo de deformabilidade.

Os ensaios utilizados para a determinação da resistência foram realizados segundo dois tipos de procedimento de ensaio distintos (multi-estágios e estágio simples). Da comparação dos resultados obtidos com estes dois procedimentos verificou-se que o procedimento multi-estágios conduz a valores de ângulo de atrito interno de pico idênticos aos obtidos no estágio simples, tal como acontece no caso dos materiais naturais. Esta constatação conduz a uma simplificação e economia de tempo na caracterização mecânica em termos de resistência, em estudos futuros. Outra grande vantagem do procedimento multi-estágios é os ensaios serem realizados sobre o mesmo provete, evitando-se as indesejáveis diferentes condições de estado iniciais, inevitáveis quando se confeccionam vários provetes, sobretudo no caso dos materiais granulares com fracções mais grossas.

Do estudo laboratorial relativo ao comportamento dos materiais naturais no que se refere às suas propriedades de resistência e deformabilidade obtidas dos ensaios triaxiais convencionais, verificou-se que o *Agregado Granítico* apresenta um comportamento tensão/deformação não linear e os provetes apresentam um comportamento de um material no estado denso traduzindo-se num valor de pico. Verificou-se ainda que, tal como observado nos agregados processados das escórias, inicialmente há um adensamento do material (comportamento contractante), onde o índice de vazios atinge um valor mínimo, para depois aumentar (comportamento dilatante), cujo comportamento é característico dos materiais granulares densos. Os parâmetros determinados para as envolventes de rotura conduziram a valores de ângulos de atrito interno elevados (41° no estado crítico e cerca de 40° para o valor de pico), mostrando tratar-se de um material com boa resistência ao corte. Os resultados obtidos no *Saibro Granítico* permitiram concluir que se trata de um material com boa resistência ao corte (ângulo de atrito interno de pico de cerca de 37°). Além disso, verificou-se ainda que a evolução do índice de vazios com a deformação é típica de um material granular no estado denso.

O estudo do comportamento reversível e linear dos materiais foi efectuado com recurso aos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração. No que se refere aos módulos de deformabilidade verticais obtidos no domínio elástico e linear dos materiais (deformação axial cerca dos  $4 \times 10^{-5}$ ) verificou-se que este é traduzido por uma lei de potência e só depende da tensão aplicada nessa direcção, tanto no caso dos agregados processados das escórias como no caso dos materiais naturais. Esta constatação é corroborada por diversos estudos realizados em materiais naturais. Além disso, verificou-se ainda que o valor da constante encontrada para os agregados processados das escórias é muito superior e, o valor da potência é sensivelmente igual, aos encontrados nos materiais naturais. Os valores elevados para a constante significam que os agregados processados das escórias apresentam um comportamento mecânico, quanto à sua deformabilidade, excelente.

No que se refere à curva de degradação do módulo de deformabilidade, obtida no domínio das pequenas a médias deformações (inferiores a  $1 \times 10^{-3}$ ), verificou-se que contrariamente ao que acontece nos solos, decaimento do módulo com o aumento do nível de deformação, nos agregados processados das escórias, e também no *Agregado Granítico*, as curvas de degradação começam aproximadamente com um patamar (até um nível de deformação da ordem dos  $5 \times 10^{-4}$ ), seguido por vezes de um ligeiro aumento do módulo de deformabilidade secante, até um determinado nível de deformação. De facto, no caso dos materiais granulares densamente compactados, para pequenas a médias deformações estes materiais exibem deformações plásticas muito pequenas, praticamente negligenciáveis quando comparadas com as deformações elásticas. Após este nível de deformação o material começa a mostrar uma redução no módulo de deformabilidade secante, consequência do aumento das deformações plásticas.

Do estudo efectuado sobre a influência do nível de deformação no valor do módulo de deformabilidade obtido para a *Escória da Maia* verificou-se que este diminui à medida que o nível de deformação aumenta e, para uma tensão vertical de referência de valor igual a 1MPa a relação entre o módulo de deformabilidade correspondente a  $4 \times 10^{-5}$  e  $0,01 \times 10^{-2}$  é de 23.

No caso do *Saibro Granítico* verificou-se que após um ligeiro patamar (até um nível de deformação de cerca dos  $4 \times 10^{-5}$ ) o módulo de deformabilidade secante diminui drasticamente com o aumento do nível de deformação. Além disso, verificou-se também que as curvas de degradação do módulo de deformabilidade após normalizadas são independentes da tensão de confinamento. Estes resultados são corroborados por estudos realizados em diferentes tipos de solos.

O estudo do comportamento reversível foi ainda efectuado, só sobre a *Escória da Maia*, com recurso a ensaios triaxiais cíclicos de longa duração, e seguindo o procedimento de ensaio preconizado na norma europeia EN 13286-7 (2004) com aplicação da tensão de confinamento constante e para níveis elevados de tensão. Da fase do acondicionamento do provete, verificou-se haver insensibilidade da deformação ao número de ciclos a partir da aplicação de cerca dos 4000 ciclos. No final do acondicionamento os valores das deformações axiais,

permanente e reversível, foram de  $16,6 \times 10^{-4}$  e de  $6,82 \times 10^{-4}$ , respectivamente. Após o acondicionamento do provete, verificou-se que o comportamento destes materiais é reversível e não linear e o nível de deformação médio em todos os ciclos é da ordem dos  $5 \times 10^{-4}$ . Verificou-se também que o nível de tensão tem uma grande influência nos valores do módulo de deformabilidade reversíveis e a lei que descreve essa influência é do tipo potência, sendo o módulo de deformabilidade vertical influenciado pela tensão aplicada apenas nessa direcção tal como aconteceu no caso do comportamento reversível e linear. A relação encontrada entre os módulos de deformabilidade determinados dos ensaios triaxiais cíclicos de curta e longa duração, quando normalizados para um índice de vazios de valor igual a 0,35 e uma tensão vertical de 1MPa foi de 2,5, isto é, o módulo de deformabilidade reversível, correspondente a um valor de deformação da ordem de  $5 \times 10^{-4}$  é cerca de 2,5 vezes inferior ao módulo de deformabilidade correspondente a um nível de deformação de  $4 \times 10^{-5}$ .

Dos resultados obtidos do ensaio triaxial cíclico de longa duração foi ainda possível determinar o coeficiente de Poisson reversível. A análise dos resultados mostrou que o coeficiente de Poisson reversível da *Escória da Maia* aumenta com o aumento da tensão vertical e com a diminuição da tensão de confinamento e, a influência do nível de tensão é traduzida por uma função polinomial de  $(\sigma_1/\sigma_3)$ , tal como acontece nos materiais granulares naturais.

O estudo do comportamento às deformações permanentes foi efectuado com recurso a ensaios triaxiais cíclicos de longa duração através de dois procedimentos distintos preconizados na norma europeia EN 13286-7 (2004) (multi-estágios e estágio simples). Da análise dos resultados obtidos do procedimento multi-estágios verificou-se que na primeira sequência de carregamentos aplicados ao provete (tensão de desvio igual a 45kPa e tensão de confinamento igual a 20kPa) as deformações permanentes verticais medidas externamente eram bastante superiores às medidas internamente. Pelo contrário, na última sequência de carregamentos aplicados ao provete (tensão de desvio igual a 195kPa) para a tensão de confinamento igual a 20kPa, verificou-se que as deformações permanentes verticais medidas externamente e internamente são idênticas. Julga-se que esta diferença pode ser devida à não homogeneidade do provete e aos baixos valores de deformação medidos (da ordem dos  $4 \times 10^{-4}$ ). De facto, após o 1º carregamento há a acomodação do material e para níveis mais elevados de tensão a deformação aumenta, pelo que no final as leituras efectuadas, tanto internamente como externamente, são semelhantes, tal como é subentendido da norma europeia. Esta constatação leva-nos a recomendar a utilização de transdutores de deslocamento interno no estudo do comportamento às deformações permanentes, para baixos níveis de tensão que consequentemente geram pequenas deformações e sobretudo, no estudo dos novos materiais onde o comportamento às deformações permanentes permanece um tema em investigação.

Da análise realizada relativa à evolução das deformações permanentes com o número de ciclos e com os níveis de tensão verificou-se que para baixos níveis de tensão durante os

primeiros ciclos de carga, as deformações permanentes aumentam rapidamente e as deformações reversíveis diminuem, isto é a rigidez do material aumenta. Após esta fase inicial as deformações permanentes tendem a estabilizar e a resposta da *Escória da Maia* torna-se reversível. No caso de tensões muito elevadas as deformações permanentes crescem continuamente até, eventualmente, à rotura do material, como mostraram os resultados obtidos para a última sequência de carregamento aplicada ao provete para a tensão de confinamento de 70kPa (correspondente a uma tensão de desvio de 555kPa) e as duas últimas sequências de carregamento aplicada ao provete para a tensão de confinamento de 150kPa (onde foram aplicadas tensões de desvio de 495kPa e 595kPa). Estas trajectórias situam-se a cerca de 43%, 30% e 36% do valor de tensão de desvio na rotura.

Dos resultados destes ensaios foi também possível determinar os limites de *shakedown* e cedência plásticos da *Escória da Maia*. Dos resultados verificou-se que as equações que descrevem estes limites no caso dos materiais naturais podem ser utilizadas para ajustar os resultados obtidos na *Escória da Maia*. Verificou-se ainda que os valores dos parâmetros são elevados, ou seja a *Escória da Maia* apresenta uma baixa susceptibilidade às deformações permanentes.

Relativamente aos resultados do ensaio seguindo o procedimento estágio simples, com aplicação da tensão de confinamento constante igual a 150kPa e uma tensão de desvio de 395kPa, onde foram aplicados 80000 ciclos, verificou-se que o material começa por exibir deformações permanentes estabilizando estas para cerca de 10000 ciclos, para um valor de cerca de  $10 \times 10^{-4}$ .

A comparação efectuada entre as deformações permanentes medidas nos dois procedimentos de ensaio mostrou que as deformações permanentes obtidas no procedimento multi-estágios foram inferiores (cerca de 30%) às obtidas quando se aplica um único nível de tensão. Julga-se que para esta diferença nos valores pode ter contribuído o facto do provete ensaiado no procedimento de ensaio estágio simples ter um índice de vazios ligeiramente superior ao do provete ensaiado através do procedimento multi-estágios (0,384 e 0,378, para os provetes ensaiados através do procedimento de ensaio estágio simples e multi-estágio, respectivamente). Anote-se, no entanto, que esta constatação é baseada em resultados realizados sobre um único ensaio.

Há ainda a salientar que os resultados obtidos dos ensaios triaxiais de longa duração mostraram também que o equipamento desenvolvido está apto para realizar ensaios de acordo com o preconizado na norma EN 13286-7 (2004), para o estudo do comportamento reversível e às deformações permanentes com aplicação da tensão de confinamento constante. Os resultados obtidos dos ensaios triaxiais de curta duração mostraram também que o equipamento está apto para avaliar o comportamento reversível e elástico dos materiais. Os materiais a ensaiar poderão ter uma dimensão máxima das partículas da ordem dos 20mm.



## 7. TRABALHO EXPERIMENTAL DE CAMPO

### 7.1. INTRODUÇÃO

Os resultados obtidos em laboratório e apresentados nos Capítulos 4 e 6 relativos aos agregados processados das escórias produzidas pela Siderurgia Nacional permitiram a sua valorização em agregados siderúrgicos para a construção passando estes a ter designação de Agregados Siderúrgicos Inertes para a Construção (*AS/C*), pelo que daqui em diante será esta a designação utilizada.

No sentido de calibrar os resultados, a avaliar o desempenho mecânico e ambiental do *AS/C* quando colocado em obra, e a compará-lo com o dos materiais naturais, construiu-se um trecho experimental com três secções transversais distintas. Assim, o trecho tem uma secção construída com materiais naturais (secção de referência) e duas com o *AS/C*, sendo os diversos materiais aplicados ao nível das camadas de aterro, leito de pavimento e da base.

O trecho experimental foi executado num itinerário, em serviço, que estabelece a ligação entre Fafe e Várzea Cova (E.N. 311) e a sua execução foi promovida pelo Centro para a Valorização dos Resíduos, em colaboração com o Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho e com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil. A construção do trecho iniciou-se em 10 de Outubro e terminou em 9 de Novembro de 2007 e a execução da obra esteve a cargo da empresa Cândido José Rodrigues, Lda.

Neste capítulo faz-se uma breve descrição do processo construtivo do trecho, dos materiais utilizados e da instrumentação efectuada. Apresenta-se ainda uma síntese dos resultados obtidos, nas diferentes camadas, durante o controlo de qualidade de construção do trecho experimental e os resultados obtidos nas campanhas de monitorização do desempenho mecânico e ambiental do *AS/C*. Além disso, comparam-se os resultados, relativos ao comportamento mecânico, obtidos no campo com os obtidos em laboratório e apresentam-se algumas correlações entre os diferentes módulos de deformabilidade obtidos nos diferentes métodos de ensaio, realizados aquando do controlo de compactação do trecho experimental.

## 7.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO TRECHO EXPERIMENTAL

### 7.2.1. Localização

O trecho experimental foi executado no itinerário em serviço EN 311 de duas vias (ver perfil tipo na Figura 7.1a) com um Tráfego Médio Diário Anual de Veículos Pesados (TMDA) no intervalo de 300 a 500, pretendendo assim testar-se o comportamento do ASIC em condições reais de tráfego e ambientais. O trecho experimental, com cerca de 60m de comprimento e altura mínima de cerca de 3m, foi executado ao km 13+600, da EN 311 entre Fafe e Várzea Cova (ver Figura 7.1.b). Trata-se de um volume escavado de cerca de 1350m<sup>3</sup>, dos quais para o preenchimento de material de aterro foram necessários cerca de 945m<sup>3</sup> de solo, (*Saibro Granítico*) e 405m<sup>3</sup> de ASIC.

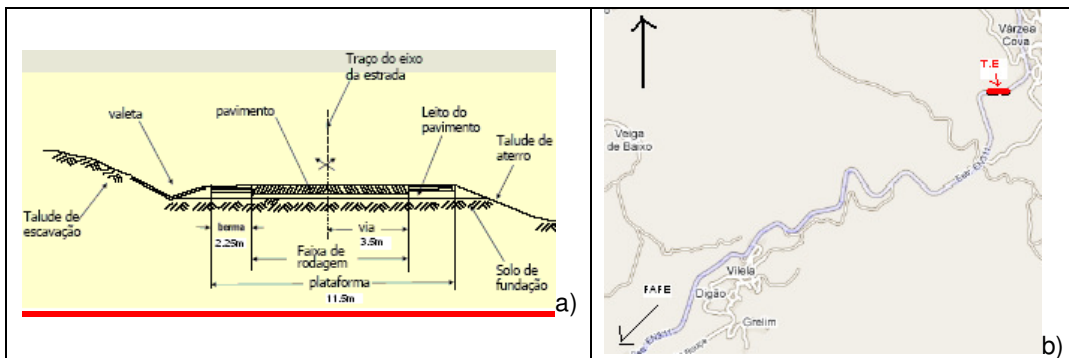


Figura 7.1: a) Perfil transversal tipo E.N.; b) Localização do trecho experimental

### 7.2.2. Planeamento construtivo

De forma a calibrar os resultados, a avaliar o desempenho do ASIC quando colocado em obra, e a compará-lo com o dos materiais naturais, o trecho foi construído com três secções distintas, com 10m de comprimento cada secção e com uma altura de aterro de 3m, no mínimo. Na construção das referidas secções foram utilizados materiais tradicionais, nomeadamente *Saibro Granítico* e agregado britado de granulometria extensa (ABGE) de origem granítica (*Agregado Granítico*), e o material não tradicional, Agregado Siderúrgico Inerte para Construção (ASIC) (Figura 7.2).

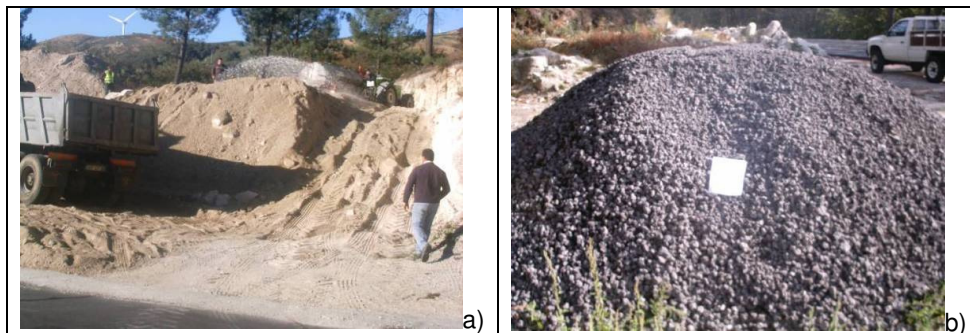


Figura 7.2: Mancha de empréstimo de a) *Saibro Granítico*; b) ASIC

Assim, construiu-se (1) uma secção correspondente aos materiais tradicionais de construção rodoviária, constituída por *Saibro Granítico*, no corpo do aterro e na camada de leito do pavimento, e por agregado britado de granulometria extensa (ABGE) de origem granítica (*Agregado Granítico*) na camada de base (designada por *ABGE + Saibro*); (2) uma outra com *Saibro Granítico*, no corpo do aterro e na camada de leito do pavimento, e *ASIC* na camada de base (designada por *ASIC + Saibro*) e (3) uma última secção com aterro, camadas de leito do pavimento e base granulares em *ASIC* (designada de *ASIC + ASIC*).

A construção do aterro dividiu-se em três fases. Numa primeira fase procedeu-se ao estudo de camadas experimentais com espessuras de 0,30; 0,40 e 0,50m, com teor em água fixo, igual ao óptimo, e fazendo variar o número de passagens, com vista à verificação da compactidade dos materiais para várias passagens do cilindro (Figura 7.3). Para a compactação foi utilizado um cilindro vibrador HAMM 3214 V3 de acordo com a classificação LCPC/SETRA (1992). Numa segunda fase e após a determinação da espessura e do nível de energia de compactação mais adequados, procedeu-se à execução das restantes camadas do corpo de aterro, da camada de leito do pavimento e da camada de base, com espessuras de 0,40, 0,40 e 0,20m, respectivamente. Numa terceira e última fase executaram-se as camadas de regularização e de desgaste, com espessuras de 0,08m e 0,06m, respectivamente (Figura 7.3). Detalhes do processo construtivo do trecho experimental podem ser consultadas em (Gomes Correia et al. 2008a).

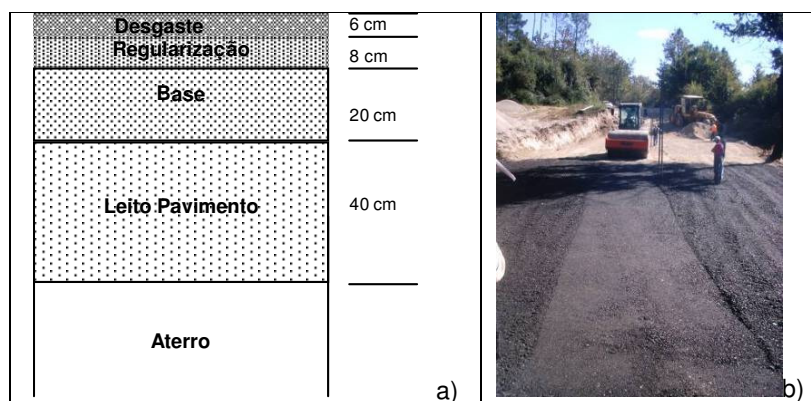


Figura 7.3: a) Estrutura do pavimento b) Compactação das camadas experimentais de *ASIC* e de *Saibro Granítico*

### 7.2.3. Instrumentação

Para comprovar e avaliar o desempenho mecânico e ambiental dos materiais das diferentes secções do trecho experimental, após abertura ao tráfego da EN 311, durante a construção instrumentaram-se as diferentes camadas (aterro, leito do pavimento, base, regularização e desgaste). Para avaliar o comportamento mecânico procedeu-se à medição das deformações e dos deslocamentos a diferentes níveis das secções transversais. Para avaliar o comportamento ambiental construíram-se dois lisímetros, meio de monitorização pouco disponível e, no



conhecimento da autora, realizado pela primeira vez em Portugal, um localizado na secção onde se utilizaram só os materiais tradicionais (secção *ABGE + Saibro*) e o outro onde se utilizou só o *ASIC* (secção *ASIC + ASIC*).

No corpo do aterro foram colocadas marcas superficiais para medição de deslocamentos superficiais verticais (assentamentos), placas para medição dos deslocamentos verticais internos (designados por varões extensométricos) e, lisímetros para avaliar a evolução da massa poluente. No topo da última camada de aterro foram ainda colocados extensómetros verticais para medição das deformações de compressão. Na camada do leito do pavimento colocaram-se extensómetros verticais para medição das deformações de compressão ao nível do topo da camada e no topo da camada de base colocaram-se extensómetros horizontais para medição das deformações de tracção (transversais e longitudinais) na base da camada de regularização. Nas camadas betuminosas (regularização e desgaste) foram colocados termopares para medição da temperatura.

A colocação dos extensómetros (verticais e horizontais (transversais e longitudinais)) e dos termopares estiveram a cargo do LEC-UM e na colocação dos varões extensométricos estiveram envolvidas as duas instituições (LEC-UM e LNEC). As restantes tarefas estiveram a cargo do LNEC. Na Figura 7.4 apresenta-se a localização do sistema de instrumentação utilizado.

#### 7.2.3.1. *Instrumentação utilizada no corpo do aterro*

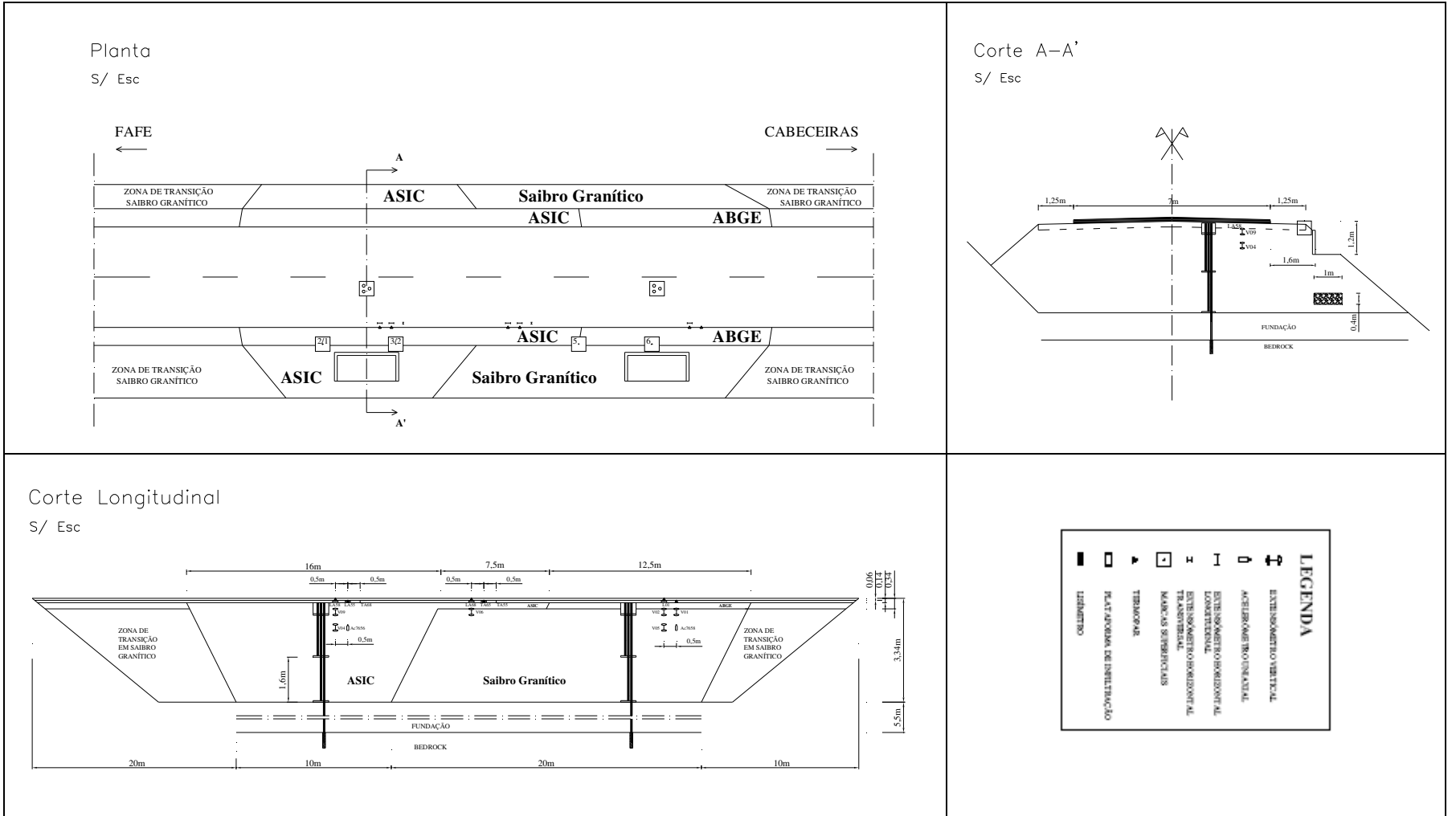
No corpo do aterro foram colocadas marcas superficiais, varões extensométricos para medição dos deslocamentos verticais internos, extensómetros verticais para medição das deformações de compressão ao nível do topo da última camada do aterro e lisímetros para avaliar a evolução da massa poluente lixiviada.

O sistema de marcas superficiais para a medição de deslocamentos superficiais (assentamentos), num total de quatro, foi materializado por um bloco de cerca de 0,60m de aresta e 0,60m de altura, equipados com tacos de nivelamento em aço inoxidável (ver Figura 7.5a). O taco ficou saliente 0,01m em relação ao betão envolvente. A localização das marcas superficiais é apresentada na Figura 7.4

O ponto de referência foi materializado de forma semelhante aos das marcas superficiais, mas num bloco de betão de cerca de  $1 \times 1 \times 1 \text{ m}^3$ . Para este ponto, o bloco de betão está assente sobre maciço rochoso de modo a poder ser considerado ponto fixo ao longo do tempo (ver Figura 7.5b).

A medição dos deslocamentos internos no aterro foi efectuada mediante a instalação de três varões extensométricos, de aço inoxidável envolvidos, cada um, por um tubo de protecção de cloreto de polivinila (PVC), sendo um ancorado na fundação (varão de referência) e dois roscados em duas placas posicionadas a duas profundidades diferentes. Estes varões foram instalados durante a construção e ficaram afastados, entre eixos, de cerca de 0,20m. As placas sobre as quais são roscados os varões foram posicionadas, uma sobre a fundação e

Figura 7.4: Localização do sistema de instrumentação no trecho experimental



outra a cerca de meio da altura do corpo de aterro. Foi ainda colocada uma placa no topo do aterro (plataforma de apoio do pavimento). As cabeças dos varões, onde são efectuadas as medições através de *LVDTs* (Linear Variable Differential Transform), ficaram instaladas ao nível da camada de base (ver Figura 7.6). Os varões ancorados na fundação (varões de referência) foram materializados através de selagem no *bedrock* com uma calda de cimento, a uma profundidade com cerca de 5m. No topo da camada de aterro foram ainda colocados, após a execução da última camada, dois extensómetros verticais para medição das deformações de compressão, sendo um colocado no *ASIC*, na secção construída em *ASIC + ASIC*, e outro no *Saibro Granítico*, na secção construída em *ABGE + Saibro*. A localização desta instrumentação no trecho experimental é apresentada na Figura 7.4.

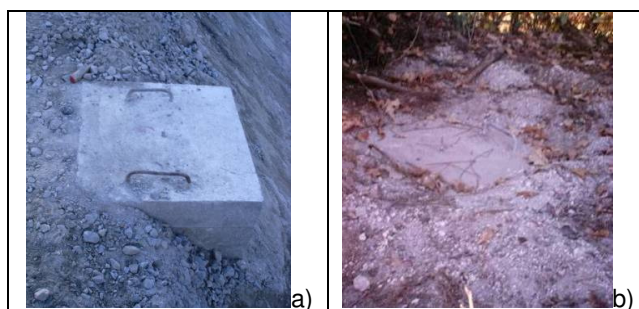


Figura 7.5: a) Marca superficial; b) Ponto de referência



Figura 7.6: Varões extensométricos: a) Pormenor da localização; b) Instrumentação

Os extensómetros verticais, num total de dois foram colocados após a execução da última camada do aterro sendo que, um foi colocado na secção construída em *ASIC + ASIC* e outro na secção construída em *ABGE + Saibro*. Estes extensómetros são do modelo *KYOWA* do tipo *KFL 30-350-C1-11*, do tipo pelicular para medição unidireccional da deformação, caracterizados por constante de 2,14 e resistência eléctrica de 350Ω. Os extensómetros foram previamente colocados em suportes para uma adequada inserção no *Saibro Granítico* e no *ASIC* e foi-lhes colocada ainda uma resina epoxi para protecção e consequentemente, maior longevidade (Neves, 2001). Na Figura 7.7 apresenta-se um esquema e uma fotografia destes extensómetro. Esta tarefa esteve a cargo do Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées (LCPC).

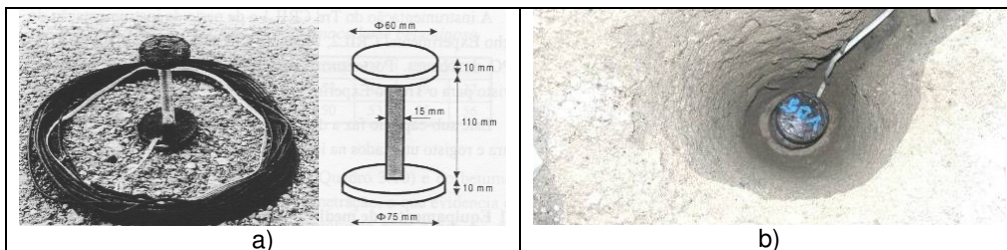


Figura 7.7: a) Extensómetro vertical; b) Colocação na camada

Os lisímetros foram concebidos pelo LNEC, tendo a obra sido realizada pela BBF – Tecnologias do Ambiente. Como mostra a Figura 7.4 os lisímetros estão localizados na base do aterro, um na secção *ASIC + ASIC*, e o outro na secção *ABGE + Saibro*, no exterior da plataforma pavimentada. Em ambos os casos, a bacia de recepção dos lisímetros coincide com a base e o topo da segunda camada experimental do aterro (de 0,40m de espessura).

O volume de *ASIC* ou de *Saibro Granítico* que será lixiviado até à bacia de recepção do lisímetro e, posteriormente reencaminhado para o recipiente de recolha colocado no exterior do aterro, é de 2,8m<sup>3</sup>, correspondente a uma coluna de material de 2m de comprimento, 1m de largura e 1,4m de altura. Admite-se que o volume de lixiviado produzido no exterior desta coluna terá uma contribuição desprezável na alimentação da bacia de recepção do lisímetro. Na Figura 7.8a) e Figura 7.8b) apresentam-se, respectivamente, uma fotografia da fase construtiva do lisímetro situado na secção *ASIC + ASIC* e uma fotografia da recolha do lixiviado na secção *ABGE + Saibro*. Mais detalhes sobre a construção dos lisímetros podem ser consultados em Roque et al. (2007, 2009, 2010) e Gomes Correia et al. (2008a).

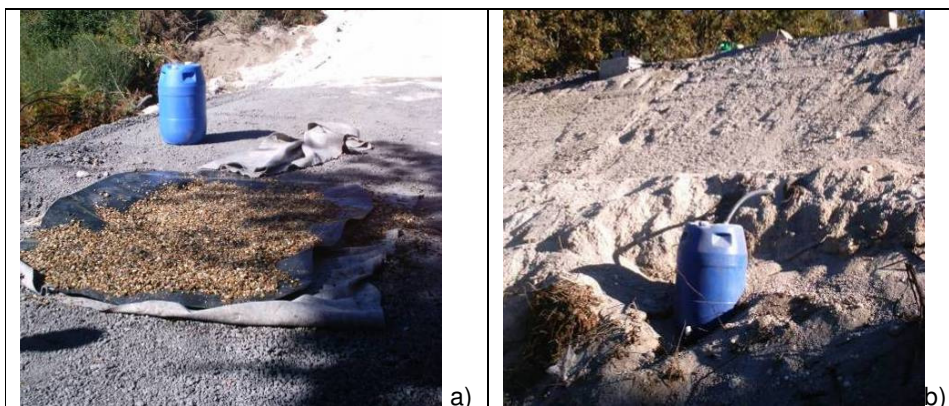


Figura 7.8: a) Instalação dos lisímetros na secção *ASIC+ ASIC*; b) recolha do lixiviado na secção *ABGE + Saibro* (Roque et al., 2007)

### 7.2.3.2. Instrumentação utilizada nas camadas do leito e da base do pavimento

Na camada do leito do pavimento colocaram-se extensómetros verticais para medição das deformações de compressão ao nível do topo da camada. No topo da camada de base colocaram-se extensómetros horizontais para medição das deformações de tracção na base da

camada de regularização. Estes extensómetros são do mesmo modelo e tipo dos utilizados no topo da última camada de aterro. Contudo, no caso dos extensómetros horizontais colocaram-se previamente em suportes entre lâminas delgadas de alumínio para haver uma adequada ligação entre o extensómetro e a camada a instrumentar e ainda para protecção e consequentemente, maior longevidade. Esta tarefa esteve a cargo do Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées (LCPC).

Os extensómetros verticais, num total de quatro foram colocados após a execução da camada de leito do pavimento sendo que, um foi colocado na secção construída em *ASIC + ASIC*, outro na secção construída em *ASIC + Saibro* e os restantes dois, distanciados entre si de 0,5m, foram colocados no *Saibro Granítico*, na secção construída em *ABGE + Saibro*.

Os extensómetros horizontais (transversais e longitudinais) (Figura 7.9) foram colocados sobre a camada de base e envolvidos com o material betuminoso da camada de regularização, permitindo que fiquem, assim, na base desta após a sua compactação. Os extensómetros horizontais longitudinais, num total de quatro, foram colocados dois na secção *ASIC + ASIC*, distanciados entre si de 0,5m, um na secção *ASIC + Saibro* e outro na secção *ABGE + Saibro*. Os extensómetros horizontais transversais, num total de três, foram colocados dois na secção *Saibro + ASIC*, distanciados entre si de 0,5, e um na secção *ASIC + ASIC*. A localização destes equipamentos é apresentada na Figura 7.4.

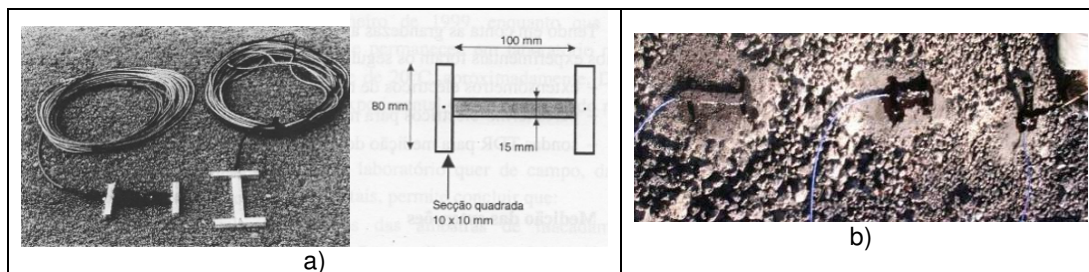


Figura 7.9: a) Extensómetros horizontais (transversais e longitudinais); b) Colocação na camada

### 7.2.3.3. Instrumentação utilizada nas camadas betuminosas

Nas camadas betuminosas foram colocados termopares para medição da temperatura no interior da camada de regularização e na camada de desgaste. Os termopares utilizados (Figura 7.10) são pares termo-eléctricos do tipo K, com revestimento metálico para os proteger de danos causados pela temperatura de colocação e compactação da mistura betuminosa.



Figura 7.10: Termopares na camada de regularização e de desgaste

### 7.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

O estudo dos materiais em laboratório envolveu a caracterização do *ASIC*, do *ABGE* de origem granítica (*Agregado Granítico*) e do *Saibro Granítico*, uma vez que são estes que condicionam o comportamento das secções do trecho experimental. Os materiais betuminosos, quer para a camada de regularização, quer para a camada de desgaste, foram os tradicionalmente utilizados para este tipo de obra. No Quadro 7.1, no Quadro 7.2 e no Quadro 7.3 apresentam-se sumariamente as principais características geométricas, físicas e mecânicas obtidas para o *ASIC*, *Agregado Granítico* e *Saibro Granítico*, respectivamente.

Quadro 7.1: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do *ASIC*

Propriedade	Norma/Especificação	Parâmetros		Valor
Geométricas	E 196 - 1966	Granulometria	Dimensão máxima das partículas: Dmax (mm)	50,8
			Coeficiente de uniformidade: Cu	13,3
			Coeficiente de curvatura: Cc	2,1
			Finos (<0,074mm) (%)	1,8
	BS 812	Índice de achatamento: FI (%)	5	
BS 812	Índice de forma: SI (%)	6		
Físicas	LNEC E 199 – 1967	Equivalente de areia: EA (%)		100
	NF P 18 – 592	Valor de azul de metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)		0
	NP 143 – 1969	Limites de Atterberg : LL ; LP		NP
	LNEC 237 - 1970	Los Angeles: LA (%)		28
	NP 581-1969	Massa volúmica (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	Material impermeável: ρ <sub>i</sub>	3,3
			Partículas saturadas: ρ <sub>s</sub>	3,15
			Partículas secas: ρ <sub>d</sub>	3,09
	Absorção de água: Abs (%)		2,09	
NP 83 - 1965	Densidade das partículas: G <sub>s</sub>		3,26	
Mecânicas	LNEC E 197 - 1966	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: ρ <sub>dOPM</sub> (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	2,39
			Teor em água óptimo: w <sub>OPM</sub> (%)	4,8
	LNEC E198 -1967	Índice de Suporte Californiano: CBRI <sup>(2)</sup>		92
	NEN 5117 -1992	Triaxial Convencional	Ângulo de atrito interno de pico: φ <sub>p</sub> <sup>(3)</sup>	40,6
			Coesão: c (kPa)	220
-	Triaxial Cíclico	E <sub>e=0,35;σ<sub>v</sub>=100kPa;ε=4x10<sup>-5</sup></sub> <sup>(3)</sup> (kPa)		771
<sup>(1)</sup> valor exprimido em gramas de azul por 100g de material; <sup>(2)</sup> correspondente a compactação pesada; <sup>(3)</sup> módulo de deformabilidade correspondente a um índice de vazios igual a 0,35, uma tensão vertical de 100kPa e um nível de deformação de 4x10 <sup>-5</sup>				

Quadro 7.2: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do Agregado Granítico

Propriedade	Norma/Especificação	Parâmetros		Valor
Geométricas	E 196 - 1966	Granulometria	Dimensão máxima partículas: Dmax (mm)	38,5
			Coeficiente de uniformidade: Cu	63,3
			Coeficiente de curvatura: Cc	2,8
			Finos (<0,074mm) (%)	7,6
	EN 933 - 3	Índice de achatamento: FI (%)		≤20
EN933 - 4	Índice de forma: SI (%)		≤20	
Físicas	EN 1097 - 6	Massa volúmica (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	Material impermeável: ρ <sub>i</sub>	2,68
			Partículas saturadas: ρ <sub>s</sub>	2,62
			Partículas secas: ρ <sub>d</sub>	2,59
		Absorção de água: Abs (%)	1,21	
	NP 83 - 1965	Densidade das partículas: G <sub>s</sub>		2,65
	EN933 - 8	Equivalente de areia: EA (%)		40
	EN933 - 9	Valor de azul de metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)		2
NP 143 – 1969	Limites de Atterberg : LL ; LP		NP	
Mecânicas	EN 1097 – 2	Los Angeles: LA (%)		≤40
	EN 1097 - 1	Micro-Deval: MDe (%)		≤20
	LNEC E 197 - 1966	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: ρ <sub>dOPM</sub> (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	2,12
			Teor em água óptimo: w <sub>OPM</sub> (%)	6,0
	LNEC E198 -1967	Índice de Suporte Californiano: CBR <sub>i</sub> <sup>(2)</sup>		79
	NEN 5117 - 1992	Triaxial Convencional	Ângulo atrito pico: φ <sub>p</sub> (°)	40
			Coesão: c (kPa)	37
	-	Triaxial Cíclico	E <sub>e=0,35;σ<sub>1</sub>=100kPa;ε=4x10<sup>-5</sup></sub> <sup>(3)</sup> (kPa)	181

<sup>(1)</sup>valor exprimido em gramas de azul por 1Kg de material; <sup>(2)</sup>correspondente a compactação pesada; <sup>(3)</sup>módulo de deformabilidade correspondente a um índice de vazios igual a 0,35, uma tensão vertical de 100kPa e um nível de deformação de 4x10<sup>-5</sup>

Quadro 7.3: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas do *Saibro Granítico*

Propriedade	Norma/Especificação	Parâmetros	Valor	
Geométricas	E 196 - 1966	Granulometria	Dimensão máxima partículas: D <sub>max</sub> (mm)	12,7
			Coeficiente de uniformidade: C <sub>u</sub>	40
			Coeficiente de curvatura: C <sub>c</sub>	3,09
			Finos (<0,074mm) (%)	9,6
Físicas	LNEC E 199 - 1967	Equivalente de Areia: EA (%)	30	
	NF P 94 - 068	Valor de Azul de Metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)	0,199	
	NP 143 - 1969	Limites de Atterberg : LL ; LP	NP	
	NP 83 - 1965	Densidade das partículas: G <sub>s</sub>	2,65	
Mecânicas	LNEC E 197 - 1966	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: ρ <sub>dOPM</sub> (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	1,90
			Teor em água óptimo: w <sub>OPM</sub> (%)	12
	LNEC E198 -1967	Índice de Suporte Californiano: CBRi <sup>(2)</sup>		30
	NEN 5117 -1992	Triaxial	Ângulo atrito de pico: φ <sub>p</sub> (°)	37
		Convencional	Coesão: c (kPa)	26
	-	Triaxial Cíclico	E <sub>e=0,35;σ<sub>1</sub>=100kPa;ε=4x10<sup>-5</sup></sub> <sup>(3)</sup> (kPa)	248

<sup>(1)</sup>valor exprimido em gramas de azul por 100g de solo; <sup>(2)</sup>correspondente a compactação pesada; <sup>(3)</sup>módulo de deformabilidade correspondente a um índice de vazios igual a 0,35, uma tensão vertical de 100kPa e um nível de deformação de 4x10<sup>-5</sup>

#### 7.4. METODOLOGIA ADOPTADA PARA O CONTROLO DA QUALIDADE DE CONSTRUÇÃO

O controlo da qualidade de construção foi realizado com recurso a métodos tradicionais através da avaliação dos parâmetros de estado e através da determinação da deformabilidade dos materiais realizando ensaios de controlo pontual e ensaio de controlo em contínuo.

O controlo de compactação através dos parâmetros de estado dos materiais foi realizado mediante a execução de ensaios que permitiram determinar o peso volúmico e o teor em água *in situ*, nomeadamente, o ensaio de garrafa de areia, o ensaio de membrana, o gamadensímetro e a estufa. Os ensaios de controlo pontual realizados para controlar a compactação através da determinação da deformabilidade dos materiais foram, o ensaio de carga com pneu, os deflectómetros de impacto pesado (*FWD*) e ligeiro (*DIP*), o *Geogauge* e o ensaio de carga estática com placa (*ECP*). O ensaio realizado para determinar o controle em contínuo de compactação, através da determinação da deformabilidade dos materiais, foi o *Portancemètre*.

A execução dos ensaios de garrafa de areia, gamadensímetro, *FWD*, *ECP* e ensaio de carga com pneu estiveram a cargo do LEC-UM. Os restantes ensaios foram realizados pelo LNEC, excepto o *Portancemètre* que foi realizado pela empresa Geocontrolo.



Os ensaios foram executados de acordo com um plano de trabalhos, onde as camadas foram divididas em duas faixas (via esquerda, *VE*, e via direita, *VD*), com cerca de 6m de largura e em colunas com 5m de largura (ver Figura 7.11).

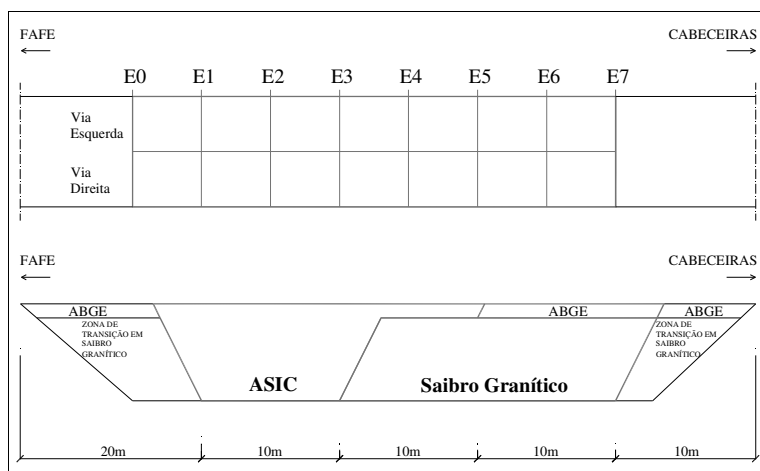


Figura 7.11: Vista em planta e corte longitudinal do trecho experimental: esquema da divisão das camadas (Gomes Correia et al., 2008b)

Em cada quadrícula foram executados os ensaios pontuais de controlo de qualidade mais expeditos, nomeadamente, gamadensímetro, *FWD*, *DIP* e *Geogauge*. Os ensaios contínuos foram realizados com passagens do *Portancemètre* nas duas faixas. Atendendo à morosidade de execução dos restantes ensaios, estes foram realizados apenas em algumas quadrículas previamente seleccionadas, de forma a não condicionar o desenvolvimento dos trabalhos. As quadrículas seleccionadas foram a E2E3, quadrícula correspondente à secção construída em *ASIC*, e a quadrícula E4E5, correspondente à secção construída com material tradicional (*Saibro Granítico*). Uma síntese dos ensaios realizados em função da camada e do nível de energia aplicado, correspondente ao número de passagens do cilindro vibrador, pode ser consultada em Gomes Correia et al. (2008b).

#### 7.4.1. Ensaios para controlo de compactação através dos parâmetros de estado dos materiais

Os ensaios realizados para o controlo de compactação através dos parâmetros de estado dos materiais (peso volúmico e o teor em água *in situ*) foram os ensaios de garrafa de areia, de membrana e o gamadensímetro (equipamento de marca Troxler). O ensaio de membrana foi utilizado para o controlo de compactação da secção construída em *ASIC* (realizado na quadrícula E2E3) e o ensaio garrafa de areia foi utilizado no controlo da compactação da secção construída em saibro granítico (realizado na quadrícula E4E5). Refira-se que o ensaio de membrana foi desenvolvido no LNEC para a determinação da compacidade de balastros (Nunes e Gomes Correia, 1991). O gamadensímetro foi executado em todas as quadrículas,

embora à partida a sua aplicação no ASIC fosse questionada. Na Figura 7.12 apresentam-se fotografias de cada um dos referidos ensaios.

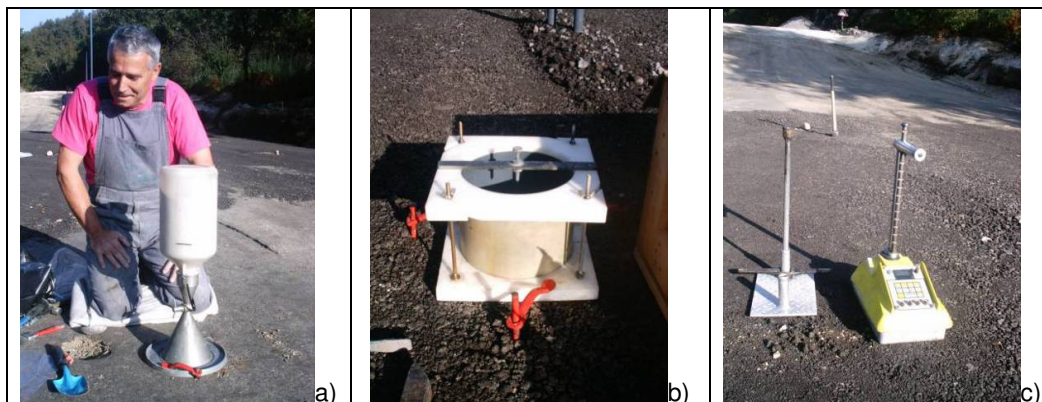


Figura 7.12: Determinação do peso volúmico e teor em água *in situ* com: a) ensaio de garrafa de areia; b) ensaio de membrana; c) gamadensímetro

#### 7.4.2. Ensaio para controlo de compactação através da deformabilidade

Neste trabalho, como referido anteriormente, os ensaios realizados para controlo pontual de compactação, através da determinação da deformabilidade dos materiais foram o ensaio de carga com pneu, deflectómetro de impacto pesado (*FWD*), deflectómetro de impacto ligeiro (*DIP*), *Geogauge* e ensaio de carga estática em placa (*ECP*) e o *Portancemètre* foi realizado para o controlo de compactação em contínuo.

Refira-se que a generalidade dos documentos técnicos relativos à avaliação das infraestruturas de transporte estabelecem como referência os valores obtidos nos ensaios de carga estática com placa (LCPC/SETRA, 1992). No entanto, a realização destes ensaios é morosa, com necessidade de mobilização de equipamento pesado e de elevado custo, pelo que é necessário limitar o número de ensaios. É por estas razões que nos últimos anos têm sido utilizados diversos equipamentos de ensaio de carga não destrutivos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos (Antunes, 1993, Neves, 2001, Fleming et al., 2002), como sejam os ensaios de deflectómetro de impacto (pesado e ligeiro), *Geogauge* e *Portancemètre*. Os deflectómetros de impacto e o *Geogauge* têm como principais vantagens, em relação ao ensaio de carga estática com placa, a rapidez e a facilidade de execução, nomeadamente no que se refere aos meios mobilizados, o que permite fazer um elevado número de ensaios com custo reduzido. No entanto, os deflectómetros têm sido utilizados normalmente para a caracterização de pavimentos havendo comparativamente uma menor experiência na aplicação directa a camadas compactadas de solos ou agregados (Gurp et al., 2000). O ensaio *Portancemètre*, para além das vantagens anteriormente descritas, permite ainda fazer o controlo de compactação em contínuo, ao contrário dos outros métodos referidos em que o controlo de compactação é pontual.

O ensaio de carga com pneu consiste em medir as deflexões da camada a ensaiar induzidas por um conjunto de rodas do eixo traseiro de um camião (Figura 7.13.a). Este ensaio foi realizado segundo o método de ensaio definido pela norma AASHTO T 256. Os deslocamentos verticais à superfície do pavimento, deflexões, foram medidos com viga Benkelman, equipada com transdutor do tipo *LVDT* (Linear Variable Displacement Transducer) (Figura 7.13b). A automação da viga, isto é, aquisição contínua da deflexão com aquisição de dados automática, foi efectuada recentemente no LEC-UM, e a sua validação foi realizada num trecho experimental construído na EN206, entre Famalicão e Guimarães (Gomes Correia e Neves, 1998).



Figura 7.13: Ensaio de carga com pneu: a) Vista geral; b) Pormenor do transdutor

O deflectómetro de impacto pesado é um equipamento projectado para simular no pavimento o efeito produzido por cargas de roda em movimento e pretende ser representativo da passagem de um veículo a uma velocidade entre 60 a 80km/h (Antunes, 1993). Este equipamento permite a medida e o registo automático, das bacias de deflexões geradas para diferentes níveis de cargas, da temperatura do ar e da superfície do pavimento e, ainda, das distâncias percorridas.

O equipamento consiste num atrelado, no qual estão instalados o sistema de geração de carga e os dispositivos de medição para dedução das deflexões (Figura 7.14). A determinação das deflexões é realizada por um deflectómetro de impacto projectado para simular o efeito de cargas de roda em movimento. Isto é obtido pela queda de um conjunto de massas, a partir de alturas pré-fixadas, sobre um sistema de amortecedores de borracha que transmitem a força aplicada a uma placa circular apoiada no pavimento. Os deslocamentos recuperáveis gerados na superfície do pavimento (bacia das deflexões) são medidos por geofones instalados ao longo de uma barra metálica (Figura 7.14a). Através de retroanálise o *FWD* também permite determinar o módulo de deformabilidade.

No presente estudo a placa utilizada tem um diâmetro de 0,45m e foram executados 3 alturas de queda diferentes a que correspondem a cargas aplicadas, aproximadamente de 20, 30 e 47kN.

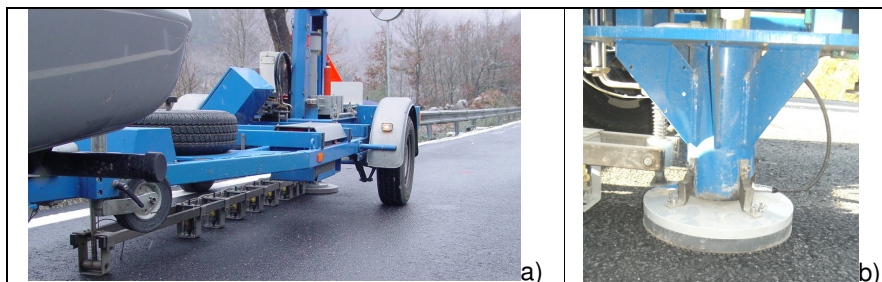


Figura 7.14: FWD, pormenor: a) da barra metálica instrumentada com os geofones; b) da placa

O deflectómetro de impacto ligeiro é um equipamento portátil, utilizado para determinar o módulo de deformabilidade dinâmico,  $E_{DIP}$ . No essencial é constituído por uma placa de carga circular com um furo central. Neste estudo o diâmetro da placa utilizada é de 0,30m. O funcionamento deste equipamento consiste na queda de uma massa móvel, a partir de uma altura definida, sobre uma placa circular rígida. Sobre a placa de carga está instalado um cilindro oco, que permite a transferência do impulso à placa. Sobre o cilindro de carga está fixo um varão-guia que serve para conduzir a massa móvel, a qual é elevada manualmente até uma altura definida. O sistema de medida das deflexões de pontos à superfície é composto por três geofones (ver Figura 7.15) que medem velocidades, as quais, integradas no tempo, fornecem as deflexões ocorridas na superfície a ensaiar. Um desses geofones está localizado no interior do cilindro oco e opera através do furo central da placa de carga, os outros dois são colocados ao lado da placa, até uma distância ao centro desta de 0,60m. Mais detalhes sobre este equipamento podem ser consultados em Fortunato (2005).

O cálculo do módulo de deformabilidade dinâmico efectua-se de acordo com a Equação (7. 1), onde  $d$  é o diâmetro da placa,  $\sigma$  é a tensão aplicada e  $\delta$  é o deslocamento no centro da placa.

$$E = 0,75d \frac{\sigma}{\delta} \quad (7. 1)$$



Figura 7.15: Deflectómetro de impacto ligeiro (DIP)

O ensaio *Geogauge* foi realizado com o equipamento *Humboldt Stiffness Gauge* (Figura 7.16). Este equipamento permite realizar ensaios *in situ* não destrutivos e com o qual é possível medir a rigidez da camada e conhecer o módulo de deformabilidade,  $E_G$ . O equipamento solicita a superfície a ensaiar através de um anel rígido (ver Figura 7.16.b), que aplica uma força dinâmica muito pequena, da ordem dos 10 aos 17N, com 25 frequências que variam entre 100 a 196Hz (Sawangsurriya e Edil, 2005).

A rigidez,  $k$ , é convertida no módulo de deformabilidade,  $E_G$ , através da Equação (7. 2) onde,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson e  $R$  é o raio do anel rígido.

$$E_G = \frac{k \cdot (1 - \nu)^2}{1,77 \cdot R} \quad (7. 2)$$

Numa estrutura onde as camadas apresentam valores de rigidez relativamente distintos, o valor da rigidez medida pelo *Geogauge* é essencialmente influenciado pela rigidez da camada mais superficial dado que atinge uma profundidade de influência de cerca de 0,30m (Fortunato, 2005). A tensão aplicada pelo *Geogauge* é de cerca de 25 a 30kPa (Sawangsurriya e Edil, 2005).

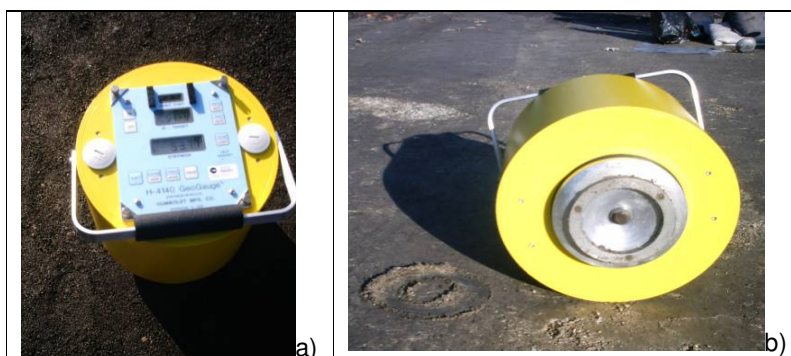


Figura 7.16: *Geogauge* - Humboldt Stiffness Gauge (SSG)

O ensaio de carga com placa tem por objectivo a determinação do módulo de deformabilidade, a partir do carregamento estático aplicado numa placa, posicionada sobre uma plataforma (Figura 7.17a). O módulo de deformabilidade,  $EV_2$ , é calculado para o segundo ciclo de carregamento, através da solução de Boussinesq. No caso dos ensaios realizados recorreu-se ao método secante (Figura 7.17b), para uma tensão de 200kPa, de acordo com a Equação (7. 3), válida para placas rígidas. O procedimento de ensaio foi realizado segundo um projecto de especificação do ensaio de carga estática em placa que pode ser consultado em Gomes Correia et al. (2007).

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{p \cdot d}{z} \quad (7. 3)$$

Na Equação (7. 3)  $z$  representa o deslocamento da placa produzido pelo segundo ciclo de carregamento,  $\nu$ ,  $p$  e  $d$  são, respectivamente, os valores do coeficiente de Poisson, da tensão média sob a placa e o diâmetro da placa que no presente estudo foi de 0,60m.

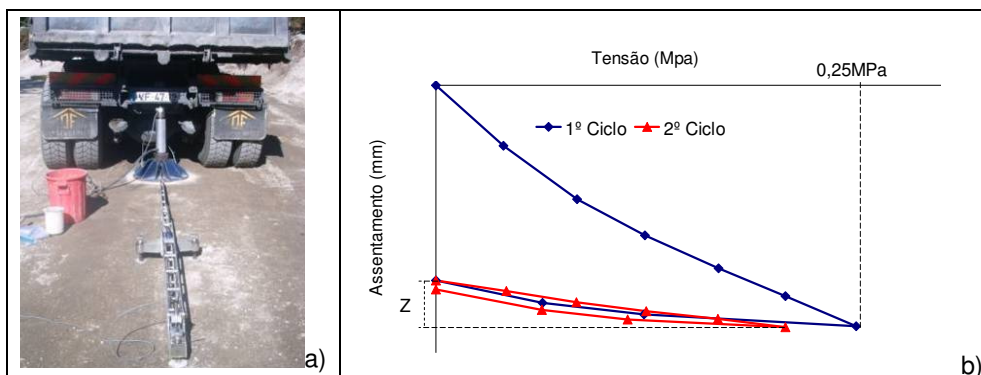


Figura 7.17: Ensaio de carga estática com placa: a) ensaio *in situ*; b) interpretação

O *Portancemètre* é um equipamento desenvolvido pelo “Centre d’Études Techniques de l’Équipement” (CETE) em França (Quibel, 1999). Este equipamento solicita a superfície a ensaiar através de uma roda vibrante, que aplica uma força ao solo, a uma frequência de 35Hz, enquanto se desloca a uma velocidade de 1m/s (Figura 7.18). A profundidade interessada pelo ensaio é da ordem dos 0,60m (Quibel, 1999). O equipamento dispõe de instrumentação interna, que permite medir a componente vertical das acelerações das massas vibrantes, a frequência de vibração e o desfasamento entre a amplitude vertical de vibração e a força centrífuga aplicada à roda. Um algoritmo de cálculo associado determina o esforço vertical que solicita o solo e a deflexão correspondente. O módulo de deformabilidade da camada é calculado aproximadamente em cada metro de percurso, num registo quase contínuo.



Figura 7.18: *Portancemètre*: a) aspecto geral; b) esquema de funcionamento

## 7.5. RESULTADOS OBTIDOS NO CONTROLO DE COMPACTAÇÃO

### 7.5.1. Resultados obtidos para os parâmetros de estado dos materiais

Na Figura 7.19 e na Figura 7.20 apresentam-se os valores obtidos, nas camadas experimentais, para a massa volúmica seca em função do número de passagens do cilindro na secção construída em *ASIC* e em *Saibro Granítico*, respectivamente. Como já referido, o ensaio garrafa de areia foi executado na secção em *Saibro Granítico* e o ensaio de membrana foi executado na secção construída em *ASIC*.

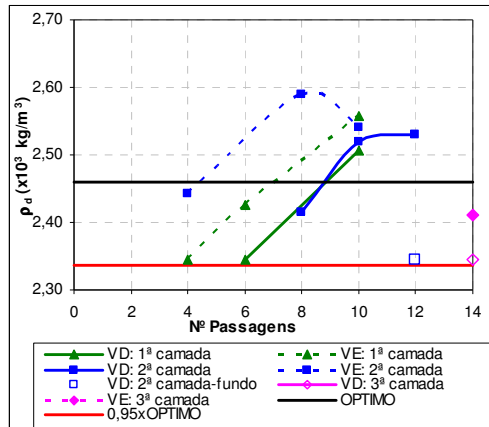


Figura 7.19: Variação da massa volúmica seca determinada *in situ*, nas camadas experimentais em ASIC, em função do número de passagens do cilindro

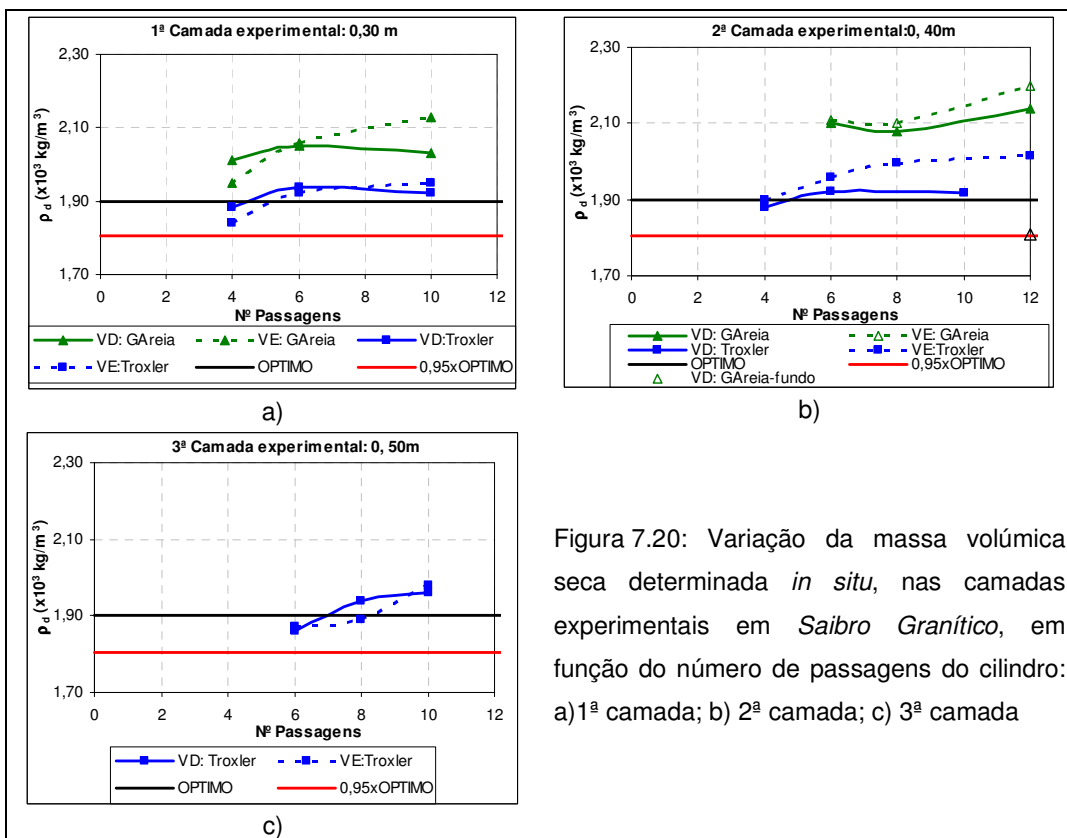


Figura 7.20: Variação da massa volúmica seca determinada *in situ*, nas camadas experimentais em Saibro Granítico, em função do número de passagens do cilindro: a) 1ª camada; b) 2ª camada; c) 3ª camada

Com base nos resultados obtidos para os parâmetros de estado dos materiais nas camadas experimentais do aterro e nos ensaios Proctor modificado, realizados em laboratório, definiu-se como 10 e 8 o número ótimo de passagens do cilindro para o ASIC e para o Saibro Granítico, respectivamente, bem como 0,40m a espessura das camadas para se obter a compactidade pretendida (ASIC:  $\rho_{d\text{corrigido}} = 2,46 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ ; Saibro Granítico:  $\rho_d = 1,90 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ ).

No Quadro 7.4 apresentam-se os valores obtidos para a massa volúmica seca, teor em água e o grau de compactação, *GC*, obtidos com o gamadensímetro, para uma profundidade de 6” (~0,15m) na secção construída com saibro granítico (entre as estacas E4 a E7 – ver Figura 7.11, para ambas as vias (VD – Via Direita; VE – Via Esquerda). Da análise dos resultados apresentados no Quadro 7.4 conclui-se que o processo construtivo das camadas de saibro conduziram a valores de grau de compactação superior, em geral, a 95% e em média a um valor de 99,5%.

Quadro 7.4: Valores de massa volúmica seca e teor em água obtidos através do gamadensímetro para a secção construída em *Saibro Granítico*

Camada	Pass. cilindro	Entre estacas E4 e E5				Entre estacas E5 e E6				Entre estacas E6 e E7			
		$\rho_d$ ( $\times 10^3$ ) kg/m <sup>3</sup>	w (%)	GC (%)		$\rho_d$ ( $\times 10^3$ ) kg/m <sup>3</sup>	w (%)	GC (%)		$\rho_d$ ( $\times 10^3$ ) kg/m <sup>3</sup>	w (%)	GC (%)	
1ª exper. 30cm	4	1,88	11,4	9,1	98,9	1,88	8,8	7,2	98,9	1,94	8,9	8,7	102,1
	6	1,92	8,6	7,7	101,1	1,88	8,7	7,5	98,9	1,91	8,4	7,5	100,5
	10	1,90	7,5	7,6	100,0	1,96	7,7	6,4	103,2	1,84	9,0	6,9	96,8
2ª experimental 40cm	4	1,88	12,1	10,1	98,9	1,83	7,5	10,3	96,3	1,91	11,5	9,6	100,5
	6	1,92	13,0	10,1	101,1	1,81	9,9	10,0	95,3	1,96	12,6	9,1	103,2
	8	2,03	9,8	10,8	106,8	1,84	8,5	10,2	96,8	1,88	11,2	10,0	98,9
	10	1,92	12,0	11,1	101,1	1,91	9,0	9,0	100,5	1,94	11,8	9,6	102,1
	12	1,98	10,3	9,0	104,2	1,85	8,1	8,7	97,4	1,97	10,8	7,7	103,7
3ª experimental 50cm	4	1,90	8,6	-	100,0	1,87	8,2	-	98,4	1,86	7,8	-	97,9
	6	1,86	8,2	6,9	97,9	1,93	8,1	8,3	101,6	1,95	7,0	8,0	102,6
	10	1,94	6,5	7,2	102,1	1,97	6,5	6,5	103,7	1,92	5,1	7,4	101,1
	12	1,96	6,0	6,6	103,2	1,90	6,3	6,2	100,0	1,86	5,7	7,5	97,9
	14	1,84	6,6	4,9	96,8	1,85	5,6	6,0	97,4	1,90	5,0	6,9	100,0
4ª40cm	8	-	12,6	-	87,4	-	11,4	-	90,5	-	10,4	-	96,3
5ª40cm	8	-	11,0	-	93,7	-	11,0	-	92,6	-	11,0	-	93,7
LP40cm	8	1,98	10,9	9,1	104,2	1,93	11,4	9,5	101,6	1,94	11,0	9,7	102,1



Os valores obtidos com o gamadensímetro para a secção construída em material ASIC conduziram a valores de massa volúmica seca e teor em água anómalos, pelo que a utilização deste método para o controlo do grau de compactação neste material não é fiável. Refira-se que esta constatação também foi verificada por Duarte et al. (2009) ao realizar estes ensaios no controlo de compactação num ramal ferroviário que liga a Siderurgia Nacional do Seixal à Rede Ferroviária Nacional, onde foi utilizado o ASIC produzido na SN do Seixal.

## 7.5.2. Resultados obtidos para deformabilidade

### 7.5.2.1. Resultados obtidos nas camadas de aterro e leito do pavimento

Na Figura 7.21 apresentam-se todos os resultados determinados dos ensaios *ECP* (obtidos no segundo ciclo de carregamento,  $EV_2$ ) e/ou *DIP* para as camadas experimentais (0,30m, 0,40m e 0,50m de espessura) para os diferente número de passagens do cilindro. Na Figura 7.22 apresentam-se os resultados obtidos do ensaio *Portancemètre* nas mesmas camadas e para os diferente número de passagens do cilindro.

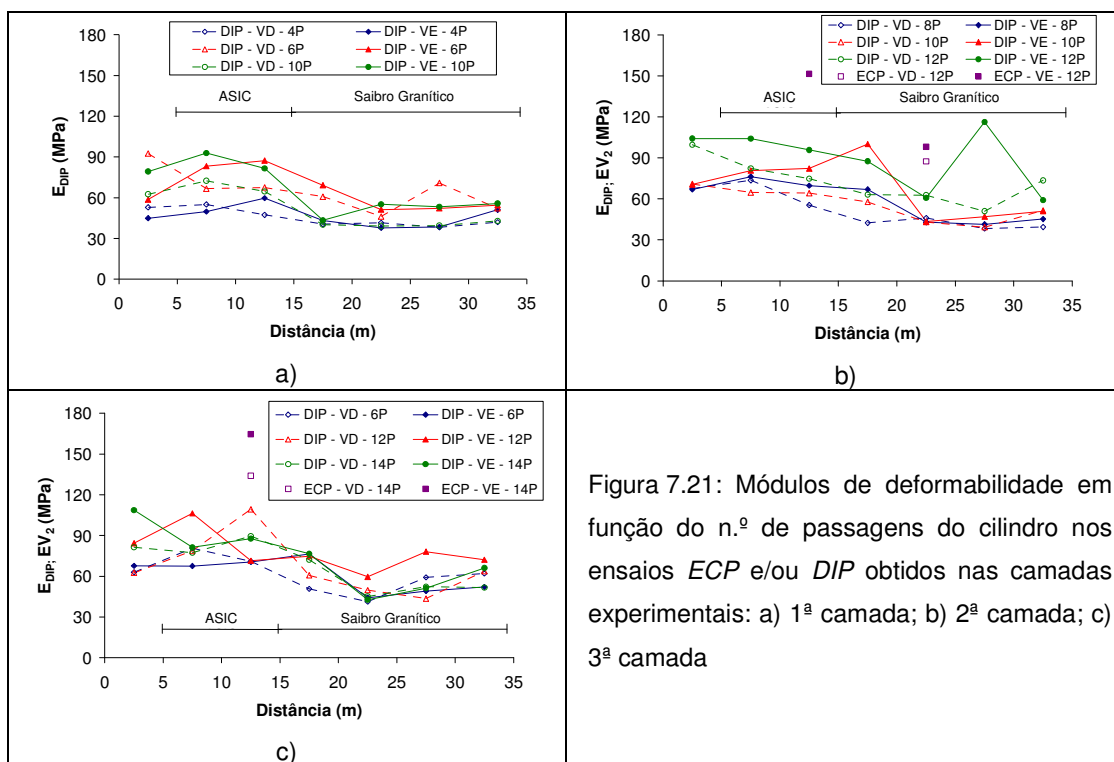


Figura 7.21: Módulos de deformabilidade em função do n.º de passagens do cilindro nos ensaios *ECP* e/ou *DIP* obtidos nas camadas experimentais: a) 1ª camada; b) 2ª camada; c) 3ª camada

Dos resultados apresentados na Figura 7.21 e na Figura 7.22 pode verificar-se que, genericamente, os módulos de deformabilidade dos ensaios *DIP* ( $E_{DIP}$ ), *ECP* ( $EV_2$ ) e *Portancemètre* ( $E_{Portancemètre}$ ) obtidos na secção experimental construída com material ASIC são superiores aos obtidos na secção executada com material tradicional. Esta mesma tendência foi observada por Lima et al. (2000), Alvarenga et al. (2001), Mendonça e Rodrigues (2008) quando compararam os valores dos módulos de deformabilidade obtidos no campo dos

agregados siderúrgicos utilizados na construção de pavimentos rodoviários relativamente aos materiais tradicionais utilizados.

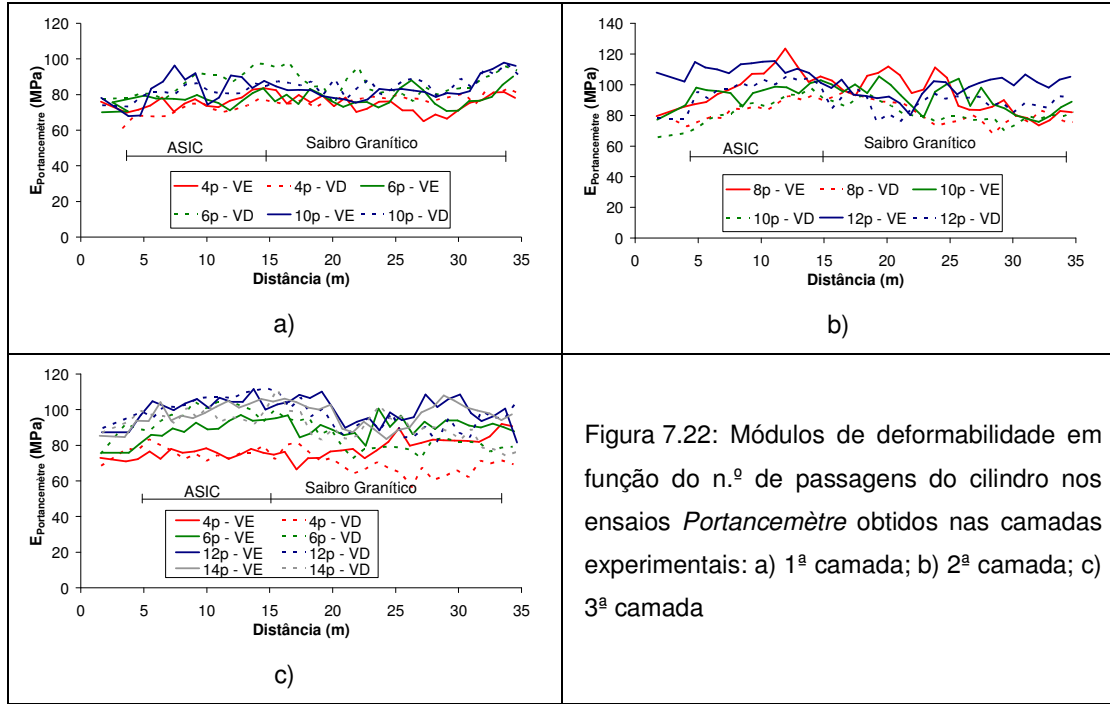


Figura 7.22: Módulos de deformabilidade em função do n.º de passagens do cilindro nos ensaios *Portancemètre* obtidos nas camadas experimentais: a) 1ª camada; b) 2ª camada; c) 3ª camada

Na Figura 7.23a) e Figura 7.23b) apresentam-se os resultados obtidos dos ensaios *DIP* e *Portancemètre*, respectivamente, para as camadas do leito do pavimento. Dos resultados apresentados pode verificar-se que, como anteriormente, os módulos de deformabilidade obtidos na secção experimental em material ASIC são superiores aos obtidos na secção experimental em material tradicional.

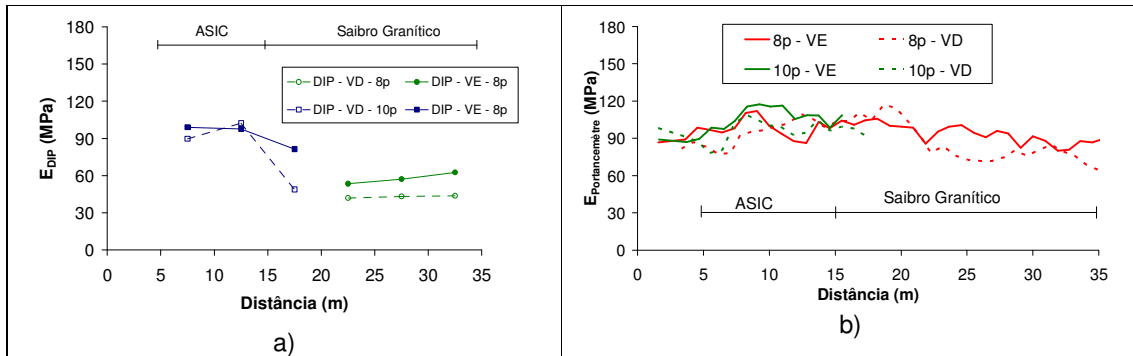


Figura 7.23: Módulos de deformabilidade, obtidos na camada do leito do pavimento, em função do n.º de passagens do cilindro nos ensaios: a) *DIP*, b) *Portancemètre*

Os resultados obtidos em todos os ensaios de carga em placa realizados sobre as camadas experimentais estão apresentados no Quadro 7.5. Da análise dos resultados apresentados verifica-se que os módulos de deformabilidade  $EV_2$ , são mais elevados, cerca de

50% superiores, na secção construída em *ASIC* do que na secção construída com os materiais tradicionais. Verifica-se ainda que os valores obtidos tanto para o *Saibro Granítico*, como para o *ASIC*, tendo como referência o valor normalizado do *ECP*, são bem superiores aos recomendados para a plataforma das terraplenagens, que é de 35MPa, e para a camada de leito do pavimento, que é de 60MPa (LCPC/SETRA, 1992). Refira-se ainda que os valores obtidos no *ASIC* para o módulos de deformabilidade na recarga ( $EV_2$ ) estão de acordo com a bibliografia consultada, nomeadamente Duarte et al. (2009), que encontrou um valor médio para o  $EV_2$  de 160MPa, num ramal ferroviário onde aplicou o *ASIC do Seixal*.

Quadro 7.5: Valores de módulo de deformabilidade através do ensaio de carga em placa nas camadas experimentais

Camada	Nº pass. cilindro	Material	$EV_2$ (MPa)		$\frac{EV_{2ASIC}}{EV_{2Mat.Trad}}$	
			VD	VE	VD	VE
2ª experimental:40cm	12	ASIC	-	151	-	1,54
	12	Saibro Granítico	87	98		
3ª experimental:50cm	14	ASIC	134	165	-	-

No Quadro 7.6 apresentam-se todos os valores de módulo de deformabilidade obtidos na quadricula E2E3 (secção em *ASIC*) e na quadricula E4E5 (secção em *Saibro Granítico*) através dos ensaios *Geogauge* e *DIP* para as camadas de aterro e leito do pavimento. Da análise dos resultados dos ensaios *DIP* verifica-se que globalmente os valores do módulo de deformabilidade obtidos na secção em *ASIC* são superiores aos obtidos para a secção construída em material tradicional. Em média os valores obtidos na secção construída em *ASIC* são cerca de 46,5% superiores aos obtidos na secção construída em *Saibro Granítico*. Contrariamente, da análise dos resultados dos ensaios *Geogauge* verifica-se que globalmente os módulos de deformabilidade obtidos para a secção construída com *ASIC* são inferiores aos obtidos na secção construída em *Saibro Granítico* (em média os valores do módulo obtidos na secção construída em *ASIC* são cerca de 20% inferior aos módulos obtidos na secção construída em *Saibro Granítico*). Estes resultados estão em contradição com todos os outros ensaios realizados, pelo que deixam suspeitas da utilização deste método no controlo de compactação das camadas em *ASIC*. Esta anomalia pode dever-se ao facto da área de contacto do anel rígido do *Geogauge* ser muito pequena relativamente à escala do material, uma vez que a dimensão máxima das partículas é elevada (cerca de 50mm).

Comparando os resultados obtidos dos ensaios *Geogauge* e *DIP*, para a secção construída em *Saibro Granítico*, verifica-se que globalmente os módulos de deformabilidade obtido com o ensaio *Geogauge* são superiores aos obtidos com o *DIP*. Esta mesma tendência

foi observada por Siekmeier et al. (1999). Isto acontece, porque os módulos de deformabilidade determinados através do ensaio *Geogauge*, são obtidos para aplicação de tensões muito pequenas a que conduzem deformações também elas muito pequenas, no domínio do comportamento elástico e linear do solo, ou seja, onde o módulo de deformabilidade é máximo (módulo elástico). Contudo, há a salientar que os módulos de deformabilidade também são influenciados pelo nível de tensão, e a tensão aplicada pelo ensaio *DIP* é superior à tensão aplicada pelo ensaio *Geogauge*.

Quadro 7.6: Valores de módulo de deformabilidade obtido através dos ensaios *Geogauge* e *DIP* para as camadas de aterro e leito do pavimento (LP) na secção construída com *ASIC* e *Saibro Granítico*

Camada	Passagens cilindro	Geogauge						DIP					
		$E_G$ (MPa)				$E_{ASIC}$		$E_{DIP}$ (MPa)				$E_{ASIC}$	
		ASIC		Saibro		/		ASIC		Saibro		/	
VD	VE	VD	VE	VD	VE	$E_{Saibro}$	VD	VE	VD	VE	VD	VE	
1ª Exp	4	52,7	57,3	81,2	78,0	0,65	0,73	47,4	59,7	41,5	37,9	1,14	1,58
	6	57,5	64,5	71,0	79,5	0,81	0,81	67,5	87,3	46,2	51,3	1,46	1,70
	10	52,7	60,0	67,3	80,3	0,78	0,75	64,6	81,6	39,2	55,1	1,65	1,48
2ª Exp	4	45,5	67,5	69,3	76,0	0,66	0,89	62,0	71,1	70,3	51,0	0,88	1,39
	6	53,5	59,5	74,0	76,5	0,72	0,78	55,5	70,5	72,0	42,0	0,77	1,68
	8	55,0	77,0	77,5	81,5	0,71	0,94	55,5	69,7	45,9	42,9	1,21	1,62
	10	60,0	74,0	93,5	88	0,64	0,84	64,3	82,3	43,0	43,3	1,50	1,90
	12	89,7	-	80,7	-	1,11	-	74,8	95,8	62,7	60,8	1,19	1,58
3ª Exp	4	57,0	57,0	105	74	0,54	0,77	75,0	-	40,1	-	1,87	-
	6	61,5	66,0	-	77,7	-	0,85	71,0	70,5	41,4	44,2	1,71	-
	12	-	-	110,5	96	-	-	109,3	71,5	49,7	59,6	2,20	1,20
	14	-	66	-	-	-	-	89,5	87,7	45,1	42,7	1,98	2,05
4ª	8	83	76,3	42,3	86,0	1,96	0,89	-	74,6	69,5	90,8	-	0,82
	10	52,7	57,3	81,2	78,0	0,65	0,73	77,4	83,6	-	-	-	-
5ª	8	57,5	64,5	71,0	79,5	0,81	0,81	-	-	51,7	58,6	-	-
	10	52,7	60,0	67,3	80,3	0,78	0,75	68,7	87	-	-	-	-
6ª	8	45,5	67,5	69,3	76,0	0,66	0,89	-	-	69,0	39,8	-	-
	10	53,5	59,5	74,0	76,5	0,72	0,78	73,1	81,9	123,7	-	0,59	-
7ª	8	55,0	77,0	77,5	81,5	0,71	0,94	-	-	44,0	51,7	-	-
	10	60,0	74,0	93,5	88	0,64	0,84	102,2	80	-	-	-	-
LP	8	89,7	-	80,7	-	1,11	-	-	-	42,0	53,5	-	-
	10	57,0	57,0	105	74	0,54	0,77	102,2	97,6	-	-	-	-

No Quadro 7.7 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaio de carga com pneu, efectuados sobre a 2ª camada experimental. Da análise dos resultados obtidos verificou-se que os valores das deflexões ( $\delta$ ) são menores na secção construída com *ASIC* dos que na secção construída com *Saibro Granítico*.

Quadro 7.7: Valores das deflexões ( $\delta$ : mm) obtidas para o ensaio de carga com pneu na 2ª camada experimental

Via Direita			Via Esquerda		
		$\delta_{ASIC}$			$\delta_{ASIC}$
ASIC	Saibro	/	ASIC	Saibro	/
		$\delta_{saibro}$			$\delta_{saibro}$
1,218	3,428	0,36	1,200	4,438	0,27

#### 7.5.2.2. Resultados obtidos nas camadas de base, regularização e desgaste

No Quadro 7.8 apresentam-se os valores das deflexões ( $\delta$ ) obtidas em todos os ensaios de carga com pneu efectuados, nas diferentes secções. Da análise dos resultados apresentados verifica-se que, exceptuando os valores encontrados para a camada de base no lado direito da via, as deflexões obtidas no ensaio de carga com pneu são menores na secção construída totalmente com *ASIC* dos que nas outras duas secções.

Quadro 7.8: Valores das deflexões ( $\delta$ : mm) obtidas para o ensaio de carga com pneu nas diferentes secções

Camada	Via Direita					Via Esquerda				
	ASIC	ASIC	ABGE	$\delta_{ASIC}$	$\delta_{ASIC}$	ASIC	ASIC	ABGE	$\delta_{ASIC}$	$\delta_{ASIC}$
	+	+	+	/	/	+	+	+	/	/
	ASIC	Saibro	Saibro	$\delta_{saibro}$	$\delta_{ABGE}$	ASIC	Saibro	Saibro	$\delta_{saibro}$	$\delta_{ABGE}$
Base	1,960	1,638	1,574	1,20	1,24	1,116	1,946	1,732	0,57	0,64
Regularização	1,168	1,268	1,232	0,92	0,95	0,946	1,210	1,070	0,78	0,88
Desgaste	0,738	0,778	0,824	0,95	0,90	0,714	1,010	1,012	0,73	0,71

Na Figura 7.24a) apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios *FWD* com placa de 0,45m, e na Figura 7.24b) apresentam-se os resultados obtidos dos ensaios *ECP* em placa de 0,60m e *DIP* com placa de 0,30m, para a camada de base. No que se refere ao ensaio *FWD*, pode-se verificar que, para cargas baixas, os resultados obtidos para as deflexões, nas diferentes secções, são muito semelhantes. Contudo, para cargas elevadas (Força de 47kN), as deflexões na secção construída com *ASIC* são muito inferiores às verificadas na secção com material natural. Isto deve-se ao facto do aumento da carga induzir uma maior tensão vertical nos materiais granulares e a esse aumento corresponder um maior módulo de

deformabilidade no *ASIC* do que no *Agregado granítico*, como se pode constatar dos resultados obtidos em laboratório (Figura 6.33).

Da análise dos resultados obtidos dos ensaios *ECP* verifica-se que os módulos  $EV_2$ , são mais elevados, cerca de 50% superiores, na secção construída em *ASIC* do que na secção construída totalmente em materiais tradicionais, tal como aconteceu nas camadas experimentais. No que se refere ao ensaio *DIP* verifica-se que há uma tendência para os valores do módulo de deformabilidade obtidos na secção *ASIC + ASIC* serem superiores aos obtidos para a secção construída totalmente em material tradicional (*ABGE + Saibro*), mais evidente dos resultados obtidos no lado esquerdo da via.

Na Figura 7.25a) e Figura 7.25b) apresentam-se os resultados obtidos dos ensaios *FWD* com placa de 0,45 m, para as camadas de regularização e desgaste, respectivamente.

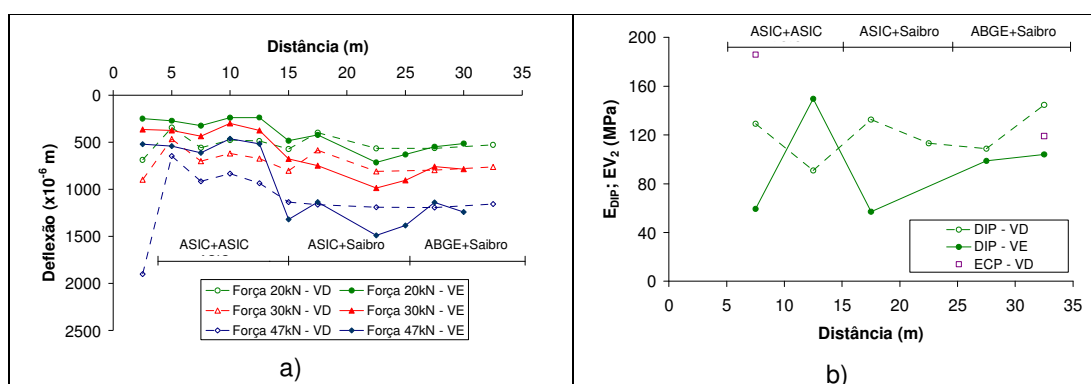


Figura 7.24: Deflexões e módulos de deformabilidade obtidos para a camada de base para 8 passagens do cilindro para os ensaios: a) *FWD*; b) *DIP* e *ECP*

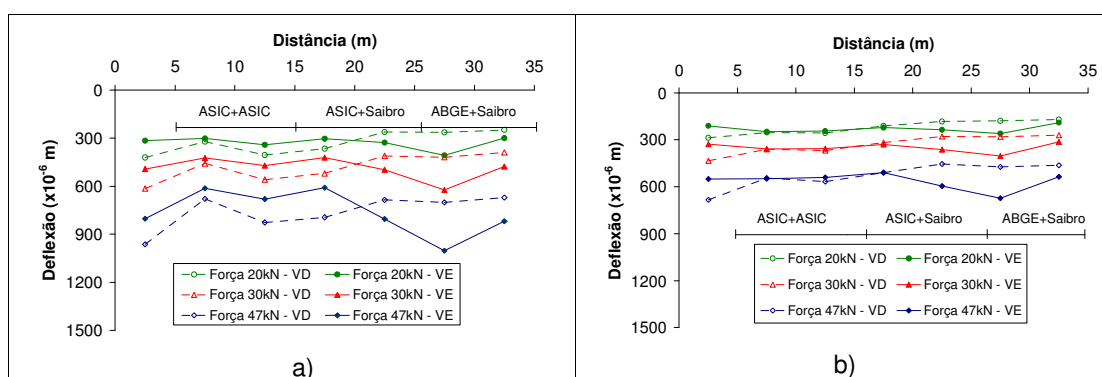


Figura 7.25: Deflexões obtidas nos ensaios *FWD* para as camadas; a) de regularização; b) de desgaste

Dos resultados obtidos dos ensaios *FWD* conclui-se que a tendência verificada anteriormente na camada de base construída totalmente com *ASIC*, atenua-se devido ao efeito da degradação de cargas continuando, contudo, a verificar-se que para cargas mais elevadas, representativas do tráfego pesado, há um melhor desempenho mecânico da secção em *ASIC*.

A análise dos resultados dos ensaios permite ainda concluir que, para cargas mais baixas, não existe uma diferença significativa do desempenho mecânico entre a secção construída em *ASIC* e a secção construída com materiais tradicionais. Tal acontece porque para cargas baixas a resposta global do pavimento é controlada pela camada superior (camada de betuminoso) pelo que a degradação da carga se efectua, na sua grande maioria, ao nível da camada de betuminoso.

Como conclusão geral dos ensaios realizados durante o controlo de compactação pode dizer-se que os resultados apresentados para as camadas experimentais, camadas de aterro, camada de leito do pavimento, base, regularização e desgaste, relativos ao comportamento mecânico das diferentes camadas do pavimento e respectiva fundação, observados durante a fase de construção, mostram o melhor desempenho mecânico das camadas de material *ASIC* em relação às camadas de material natural (*Solo Granítico e Agregado Granítico*), corroborando assim, os resultados obtidos em laboratório. Além disso, o espalhamento e a compactação do material *ASIC* não difere de qualquer outro material natural, a humedificação da camada não exige preocupações especiais e o controlo de compactação pode também ser efectuado com os equipamentos e meios utilizados nos materiais tradicionais exceptuando, contudo, o ensaio gamadensímetro para o controlo de grau de compactação e o *Geogauge* para o controlo da deformabilidade das camadas.

#### **7.6. CORRELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE OBTIDOS NO CAMPO E EM LABORATÓRIO**

Nesta secção faz-se a comparação dos módulos de deformabilidade obtidos em laboratório (determinados através do ensaio triaxial) e no campo determinados dos ensaios de carga em placa, muito particularmente o módulo de deformabilidade  $EV_2$ , o qual é comumente utilizado para projecto, e do ensaio *Geogauge* só para o *Saibro Granítico*, uma vez que este ensaio se mostrou pouco fiável na determinação dos módulos de deformabilidade do *ASIC*.

Para se proceder à comparação dos módulos de deformabilidade determinados no campo e em laboratório foi considerado o nível de tensão e deformação envolvido em cada ensaio e ainda as condições de estado dos materiais. Assim, a comparação dos módulos de deformabilidade, foi realizada entre ensaios nos quais as condições de estado dos materiais eram as mais semelhantes possíveis.

Dos resultados dos ensaios de carga em placa, verifica-se que a tensão vertical máxima,  $\sigma_v$ , aplicada aos materiais na recarga do ensaio *ECP* é de 200kPa e a tensão aplicada durante o ensaio *Geogauge* é cerca de 25kPa. Quanto aos níveis de deformação envolvidos verifica-se que no ensaio de carga em placa o nível de deformação é da ordem de  $1 \times 10^{-3}$  e no caso do ensaio *Geogauge* o nível de deformação é da ordem de  $1 \times 10^{-5}$ .

Para se proceder à comparação dos módulos de deformabilidade  $EV_2$  determinados dos ensaios de carga em placa, na secção construída em *ASIC*, com os determinados em laboratório através dos ensaios triaxiais, os valores obtidos em laboratório foram corrigidos

para o índice de vazios encontrado em obra e calculados para uma tensão de 200kPa e um nível de deformação aproximadamente igual a  $1 \times 10^{-3}$ . A função de índice de vazios utilizada na normalização foi a encontrada neste trabalho e apresentada na Equação (5.9).

O módulo de deformabilidade em laboratório determinado para um índice de vazios de valor igual a 0,35, para a tensão de referência de 200kPa e um nível de deformação igual a  $1 \times 10^{-3}$  foi obtido da linha tendência encontrada para o módulo de deformabilidade em função do nível de deformação (Figura 7.26). A linha de tendência foi obtida das leis encontradas para o *ASIC do Trecho* para os níveis de deformação de  $4 \times 10^{-5}$  e  $1 \times 10^{-2}$  e para o *ASIC da Maia* para o nível de deformação de  $5 \times 10^{-4}$ . De salientar que como se viu no Capítulo 6, apesar do *ASIC do Trecho* e o *ASIC da Maia* apresentarem curvas granulométricas distintas, os módulos de deformabilidade encontrados são semelhantes, para as mesmas condições de ensaio. O valor do módulo extrapolado nestas condições, isto é, para uma tensão vertical de valor igual a 200kPa, um índice de vazios de 0,35 e um nível de deformação de  $1 \times 10^{-3}$ , é de 146,5MPa.

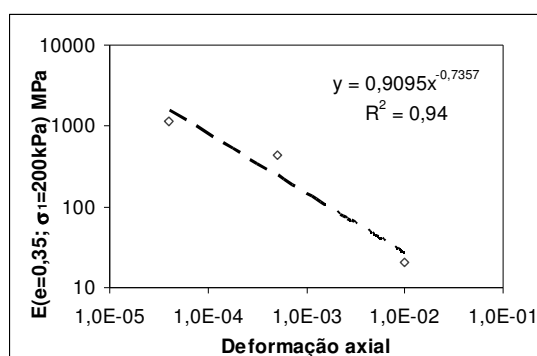


Figura 7.26: Influência do nível de deformação no módulo de deformabilidade do *ASIC* para um índice de vazios de valor igual a 0,35 e uma tensão vertical de 200kPa

No caso do *Saibro Granítico*, os módulos de deformabilidade obtidos em laboratório ( $E_{Lab}$ ), para uma tensão vertical de 200kPa, um nível de deformação de  $1 \times 10^{-3}$  e para o índice de vazios encontrado no campo, foram determinados através da Equação (7. 4). Nesta expressão  $E_{200kPa}^*$  refere-se ao módulo de deformabilidade determinado da lei encontrada para o ensaio triaxial de curta duração para uma tensão de 200kPa (e vale 328,8kPa),  $F(e)_{Campo}$  e  $F(e)_{Lab}$  são as funções de índice de vazios determinadas para os valores encontrados no campo e em laboratório, respectivamente, e 0,32 é o factor de redução do módulo devido ao nível de deformação. O factor de redução do módulo de deformabilidade foi determinado das curvas de degradação do módulo secante normalizadas (Figura 6.33). De facto, como se verificou no Capítulo 6, as curvas de degradação do módulo de deformabilidade normalizadas, para um nível de deformação da ordem dos  $10^{-3}$  revelam módulos de deformabilidade cerca de 68% inferiores ao calculados no domínio das pequenas deformações. A função do índice de vazios utilizada na Equação (7. 4) é a proposta por Hardin e Richart (1963), normalmente utilizada neste tipo de solos.



$$E_{Lab} = 0,32 E_{200kPa}^* \frac{F(e)_{Campo}}{F(e)_{Lab}} \quad (7.4)$$

No Quadro 7.9 apresentam-se os valores obtidos em cada um dos ensaios de carga em placa e os obtidos em laboratório, através dos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração, após efectuadas as diferentes correcções. Como se pode verificar da análise dos resultados apresentados no Quadro 7.9, os módulos de deformabilidade obtidos em laboratório são em média cerca de 15% superiores aos obtidos no campo, que se considera um resultado aceitável.

Quadro 7.9: Módulos de deformabilidade determinados no campo através do ensaio de carga em placa e em laboratório, para o *ASIC* e o *Saibro Granítico*

Material	e	w (%)	E (MPa)		$\frac{E_{Lab}}{EV_2}$
			EV <sub>2</sub>	E <sub>Lab</sub>	
ASIC	0,283	3,6	165	183	1,11
ASIC	0,304	3,7	134	169	1,26
ASIC	0,325	4,5	151	156	1,03
Saibro	0,318	9,2	98	124	1,27
Saibro	0,456	9,5	87	96	1,10

Atendendo ao princípio de funcionamento do *Geogauge*, os valores do módulo de deformabilidade calculados por esta via devem ser superiores aos obtidos com o ensaio de carga estática e da ordem de grandeza dos que são obtidos em ensaios laboratoriais onde se impõem muito pequenas deformações aos provetes (casos dos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração) permitindo aos materiais uma resposta quase-elástica. Assim, os módulos de deformabilidade obtidos durante os ensaios *Geogauge*, realizados sobre o *Saibro Granítico*, podem ser directamente comparáveis com os ensaios triaxiais cíclicos de curta duração, pois o nível de deformação envolvido nos dois ensaios é muito semelhante (cerca de  $10^{-5}$  em ambos os ensaios). No Quadro 7.10 apresentam-se os valores dos módulos de deformabilidade obtidos nos ensaios *Geogauge*, para um teor em água próximo do valor ensaiado em laboratório (12%), e os obtidos em laboratório através do ensaio triaxial de curta duração. Os valores apresentados para o módulo de deformabilidade obtido em laboratório,  $E_{Lab}$ , foram calculados para uma tensão de 25kPa ( $E_{25kPa}^*$  de valor igual a 86MPa) e corrigidos para o índice de vazios encontrado no campo através da Equação (7.5). A função de índice de vazios utilizada foi a proposta por Hardin e Richart (1963).

$$E_{Lab} = E_{25kPa}^* \frac{F(e)_{Campo}}{F(e)_{Lab}} \quad (7.5)$$

Quadro 7.10: Módulos de deformabilidade determinados no campo através do ensaio *Geogauge* e em laboratório através do ensaio triaxial de curta duração, para o *Saibro Granítico*

Via Direita					Via Esquerda				
e	w (%)	E (MPa)		$E_{Lab}$ /	e	w (%)	E (MPa)		$E_{Lab}$ /
		Geogauge	Laboratório				Geogauge	Laboratório	
				$E_G$					$E_G$
0,410	11,4	81	86	1,06	0,395	10,1	76	89	1,17
0,410	12,1	69	86	1,24	0,352	10,1	77	96	1,25
0,380	13,0	74	91	1,23	0,352	10,8	82	96	1,18
0,380	12,0	94	91	0,97	0,359	11,1	88	95	1,08
0,338	10,3	81	98	1,21	0,425	12,6	86	84	0,98
0,338	10,9	81	98	1,21	0,410	11,0	80	86	1,08

Da análise dos resultados apresentados no Quadro 7.10 verifica-se que os módulos de deformabilidade obtidos em laboratório são, em média, cerca de 13% superiores aos obtidos no campo. Verifica-se ainda que, globalmente, a relação entre os módulos ( $E_{Lab}/E_G$ ) se aproxima mais da unidade quando os valores do teor em água no campo e em laboratório (12%) são mais próximos, situação já expectável uma vez que neste tipo de material, *Saibro Granítico*, os valores de sucção são bastante importantes. Refira-se ainda que a partir de ensaios realizados em laboratório sobre areias Sawangsuriya (2001) também concluiu que os valores do módulo de deformabilidade calculados com base nos ensaios *Geogauge* eram semelhantes aos obtidos por refracção sísmica e pelo método da coluna ressonante, ou seja, ensaios onde o nível de deformação aplicado é muito pequeno, tal como acontece nos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração realizados nesta Tese.

Os valores dos módulos de deformabilidade obtidos no campo, através dos ensaios de carga em placa e *Geogauge* (para o *Saibro Granítico*) mostraram-se da mesma ordem de grandeza, com ligeira sobrestimação, aos obtidos via laboratório. Tais resultados são muito interessantes se tivermos em consideração a variabilidade das condições de estado sempre existentes no campo e as diferentes condições de fronteira dos ensaios.

#### 7.7. CORRELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE OBTIDOS NO CAMPO ATRAVÉS DOS DIFERENTES ENSAIOS

Durante a execução do trecho experimental teve-se em atenção para que cada um dos ensaios fosse efectuado sobre o mesmo local. Este procedimento teve como principal objectivo o estabelecimento de possíveis relações entre os módulos de deformabilidade aferidos nos diferentes ensaios realizados, nomeadamente os ensaios *ECP*, *DIP*, *Geogauge* e *Portancemètre*.

A Figura 7.27 apresenta os módulos de deformabilidade obtidos nos ensaios *DIP* ( $E_{DIP}$ ) ou *Portancemètre* ( $E_{Portancemètre}$ ) em função dos módulos de deformabilidade  $EV_2$ . Os resultados apresentados referem-se aos obtidos na quadrícula E2E3, correspondente à secção construída

em ASIC, e na quadrícula E4E5, correspondente à secção construída com material tradicional. Para cada uma das comparações foram utilizadas duas relações, uma mais complexa, do tipo potencial (ver Figura 7.27a) e uma mais simples, do tipo linear (ver Figura 7.27b), as quais são válidas no intervalo dos resultados experimentais. Das relações encontradas verifica-se que a relação linear apresenta valores de coeficiente de correlação ( $R^2$ ) elevados (0,72 e 0,76, para as relações entre os módulos de deformabilidade determinados através dos ensaios *DIP* e  $EV_2$  e nos ensaios *Portancemètre* e  $EV_2$ , respectivamente). Contudo, a aproximação não linear permite um melhor ajustamento como se pode constatar dos coeficientes de correlação encontrados (0,75 e 0,83, para as relações entre os módulos de deformabilidade determinados através dos ensaios *DIP* e  $EV_2$  e nos ensaios *Portancemètre* e  $EV_2$ , respectivamente). A melhor relação entre os valores do módulo de deformabilidade determinados a partir do ensaio *DIP* e *ECP* e do ensaio *Portancemètre* e *ECP* é traduzida pelas equações (7. 6) e (7. 7), respectivamente. Refira-se que Fortunato (2005) também encontrou uma relação deste tipo, potência, quando analisou as relações entre os valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *ECP* e com o *DIP*, para a mesma dimensões das placas utilizadas neste estudo, isto é placa de 0,60m para o ensaio *ECP* e 0,30m para o ensaio *DIP* e Gomes Correia et al. (2009b) obtiveram resultados bastante satisfatórios utilizando uma relação linear.

$$E_{DIP} = 3,07EV_2^{0,66} \quad (7. 6)$$

$$E_{Portancemètre} = 27,17EV_2^{0,26} \quad (7. 7)$$

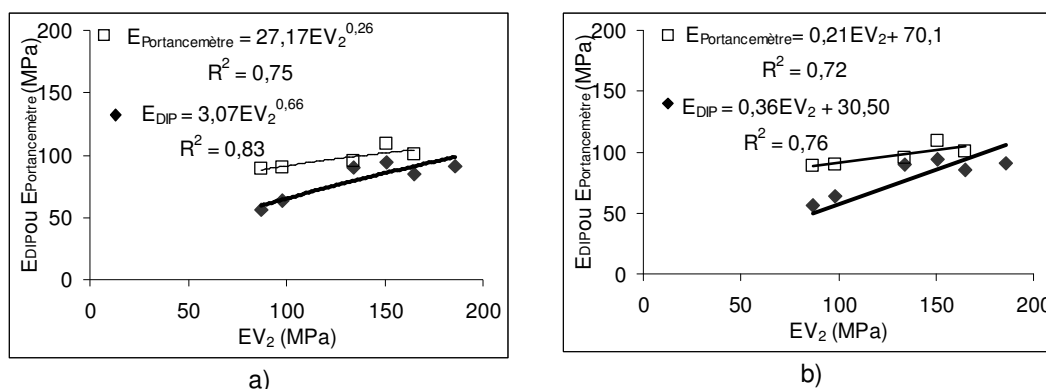


Figura 7.27: Relação entre os valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *ECP* e com o *DIP* e *Portancemètre*: a) potência; b) linear

Na Figura 7.28 apresentam-se os módulos de deformabilidade obtidos dos ensaios *Geogauge* ( $E_G$ ) em função dos módulos de deformabilidade obtidos do ensaio *DIP* ( $E_{DIP}$ ), obtidos na quadrícula E4E5, correspondente à secção construída em *Saibro Granítico*, em todas as camadas do aterro e leito do pavimento. A melhor relação entre os valores dos módulos de deformabilidade obtidos pelos dois métodos é do tipo linear mas, como se pode verificar pela Figura 7.28 os resultados apresentam uma grande dispersão, traduzida por um

coeficiente de correlação  $R^2$  extremamente baixo (valor igual 0,2). Esta constatação corrobora os resultados apresentados por Gomes Correia et al. (2009b).

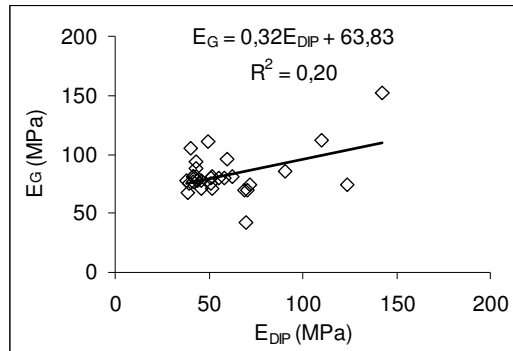


Figura 7.28: Relação entre os módulos de deformabilidade obtidos nos ensaios *Geogauge* e *DIP*

Procede-se ainda à comparação dos módulos de deformabilidade obtidos do ensaio *Geogauge* e os módulos de deformabilidade  $EV_2$  para a secção construída em *Saibro Granítico*, tendo em conta o nível de tensão e deformação envolvido em cada ensaio. Para tal, seguiu-se o procedimento utilizado aquando da comparação dos módulos de deformabilidade obtidos no campo e no laboratório. Isto é, os valores do módulo de deformabilidade obtidos do ensaio *Geogauge* foram normalizados para o estado de tensão e deformação imposto no ensaio *ECP* (uma tensão de 200kPa e uma deformação igual a  $1 \times 10^{-3}$ ,  $E_{G(1 \times 10^{-3}; 200kPa)}$ ). A normalização é realizada através da Equação (7. 8), onde 0,32 é o factor de redução do módulo devido ao nível de deformação, 3,78 é o factor que corresponde ao incremento do módulo devido ao incremento de tensão (quando se passa da tensão de 25kPa, aplicada pelo ensaio *Geogauge* para 200kPa, aplicada pelo *ECP*) e  $E_G$  é o módulo de deformabilidade medido pelo *Geogauge*. A comparação entre os módulos determinados através dos outros ensaios, designadamente, *Portancemètre* e *DIP* não é apresentada porque não se dispõe dos valores da tensão aplicada e nível de deformação envolvidos, uma vez que estes ensaios não foram efectuados pelo LEC-UM.

$$E_{G(1 \times 10^{-3}; 200kPa)} = 0,32 \times 3,78 \times E_G \quad (7. 8)$$

No Quadro 7.11 apresentam-se os módulos de deformabilidade  $EV_2$ , do ensaio *Geogauge* e o seu valor normalizado para o nível de deformação e tensão aplicada no *ECP*, bem como, a relação entre eles. Da comparação dos resultados verifica-se que os módulos de deformabilidade determinado no ensaio *Geogauge* após a normalização são ligeiramente superiores aos encontrados no ensaio *ECP*. Tal facto pode dever-se à profundidade de influência envolvida nos dois ensaios ser diferente.

Quadro 7.11: Comparação entre os módulos de deformabilidade determinados através do ensaio *Geogauge* e  $EV_2$  para o *Saibro Granítico* tendo em conta o nível de tensão e deformação

$EV_2$ (MPa)	$E_G$ (MPa)	$E_{G(1 \times 10^{-3}, 200 \text{kPa})}$ (MPa)	$E_{G(1 \times 10^{-3}, 200 \text{kPa})}$ / $EV_2$
98	88	106	1,09
87	94	113	1,30

## 7.8. RESULTADOS OBTIDOS NAS CAMPANHAS DE MONITORIZAÇÃO

As campanhas de monitorização do desempenho mecânico e ambiental do *ASIC* foram realizadas entre Novembro de 2007 e Março de 2010 e entre Novembro de 2007 e Dezembro de 2008, respectivamente, ou seja, nos primeiros 28 meses (no caso da monitorização do desempenho mecânico) e 13 meses (no caso da monitorização do desempenho ambiental) após a conclusão dos trabalhos construtivos do trecho experimental. Os resultados que a seguir se apresentam dizem respeito: a) aos deslocamentos verticais internos (assentamento) do corpo do aterro, medidos através de varões extensométricos verticais; b) aos deslocamentos superficiais verticais (assentamento), medidos através de marcas superficiais; c) às deflexões da estrutura (camadas do pavimento+camada de base+camada de leito do pavimento+camadas do aterro), medidas com o deflectómetro de impacto pesado (*FWD*), d) às deformações de compressão transmitidas pela camada de base e leito do pavimento, medidas através de extensómetros verticais; e) às deformações de tracção transmitidas pela camada do pavimento, medidas através de extensómetros horizontais (transversais e longitudinais); f) às temperaturas da camada de betuminoso, medidas através de termopares; e g) às análises químicas sobre os lixiviados recolhidos nos lisímetros.

### 7.8.1. Monitorização mecânica

#### 7.8.1.1. Medição dos deslocamentos internos

Como já referido anteriormente a observação dos assentamentos efectuou-se com recurso à medição dos deslocamentos internos na fundação do aterro e no corpo do aterro, através da instrumentação do aterro com um sistema de varões extensométricos verticais (ver Figura 7.4 e Figura 7.6).

Na Figura 7.29a) e Figura 7.29b) apresentam-se a evolução dos assentamentos totais medidos, respectivamente, ao nível da fundação do aterro e no corpo do aterro, a uma altura de 1,60m da fundação, tanto na secção construída com materiais tradicionais (*Saibro Granítico*), como na secção construída com o *ASIC*. Na Figura 7.29a) a evolução dos assentamentos ao nível da fundação só é apresentada até 06/11/09 devido à inoperância dos

transdutores a partir dessa data. Na Figura 7.29b), a evolução dos assentamentos totais só é apresentada até 17/06/2008, no caso da secção construída com o *ASIC*, e 02/10/2008, no caso da secção construída com o *Saibro Granítico*, devido à inoperância dos transdutores a partir das datas, respectivamente, mencionadas. A evolução dos assentamentos totais monitorizados no coroamento do corpo do aterro também não é apresentada devido à colocação inicial dos transdutores ter sido efectuada de forma incorrecta. Na Figura 7.29c) apresentam-se os valores da precipitação mensal da Estação Meteorológica de Amarante, a mais próxima do trecho experimental, retirados do portal do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos.

Dado que os varões foram selados com calda de cimento a 5,0 e 5,2m de profundidade, nas secções construídas com o *ASIC* e com o *Saibro Granítico*, respectivamente, os assentamentos observados ao nível da fundação interessam uma espessura de terreno natural com cerca de 5,0m.

No que diz respeito ao assentamento da fundação (Figura 7.29.a), observa-se que foi maior na secção construída com o *ASIC* do que na secção construída com o *Saibro Granítico*. O assentamento da fundação na secção em *Saibro Granítico* é praticamente nulo até, sensivelmente, Maio de 2008. Este comportamento é explicável pelo facto do aterro do trecho experimental vir substituir o aterro da E.N. 311 existente no local, que tinha a mesma altura e era composto por um material com características semelhantes, resultando deste modo numa tensão geostática idêntica. O assentamento da fundação observado na secção construída com o *ASIC* deve-se à maior densidade das partículas deste material, relativamente ao material que existia anteriormente.

Através da análise dos gráficos assentamento *versus* tempo, mostrados na Figura 7.29.b), construídos com base nos resultados da monitorização interna no corpo do aterro, verifica-se que o assentamento da camada inferior (com 1,6m de espessura) construída com o *Saibro Granítico* é cerca de duas vezes maior do que da camada construída com o *ASIC*, o que evidencia um melhor desempenho em termos de deformabilidade do *ASIC* relativamente ao *Saibro Granítico*, embora os valores medidos sejam inferiores ao milímetro.

Na secção construída com o *Saibro Granítico*, verifica-se que após uma aparente estabilização dos assentamentos da fundação e do corpo do aterro, a partir de Maio de 2008 aumentam até Outubro de 2008, no caso da fundação, e até Agosto de 2008, no caso do corpo do aterro. Na fundação verifica-se ainda que após uma nova aparente estabilização do assentamento, em Janeiro de 2009 volta a aumentar até Setembro de 2009 estando-se actualmente aparentemente numa fase de estabilização.

No caso da secção construído com o *ASIC*, verifica-se que tal como na secção construída com *Saibro Granítico*, após uma aparente estabilização dos assentamentos da fundação, a partir de Maio de 2008 voltam a aumentar, até Outubro de 2008 e a partir dessa data aumentam ligeiramente, com tendência para a estabilização.

O aumento dos assentamentos a partir de Maio de 2008 parece estar relacionado com a forte precipitação que ocorreu durante o mês de Abril, como mostra a Figura 7.29.c), e com o

deficiente funcionamento do sistema de drenagem da rodovia, responsável por uma enorme acumulação de água a montante do trecho experimental. De facto, a acumulação da água a montante do trecho experimental permitiu que esta se fosse infiltrando na fundação e no corpo do aterro, com o conseqüentemente aumento do assentamento. Considerando a insensibilidade do *ASIC* à água, demonstrada nos ensaios de laboratório, o assentamento observado pode dever-se ao facto de a acumulação da água ter alterado o estado de tensão no *ASIC* o que induziu algum assentamento. Refira-se que da modelação numérica já realizada no âmbito de um outro trabalho (Gaspar, 2010), se mostrou que no caso do *ASIC* estar sobre uma fundação com capacidade resistente fraca, o aterro em *ASIC* irá induzir maiores tensões e assentamentos podendo até ocorrer a plastificação do material em pontos localizados e o assentamento poderá até ser superior ao da secção construída em material tradicional.

De acordo com os dados fornecidos pela empresa construtora do trecho experimental, a CJR, o problema com o sistema de drenagem terá sido solucionado entre os finais do mês de Abril e princípios do mês de Maio de 2008.

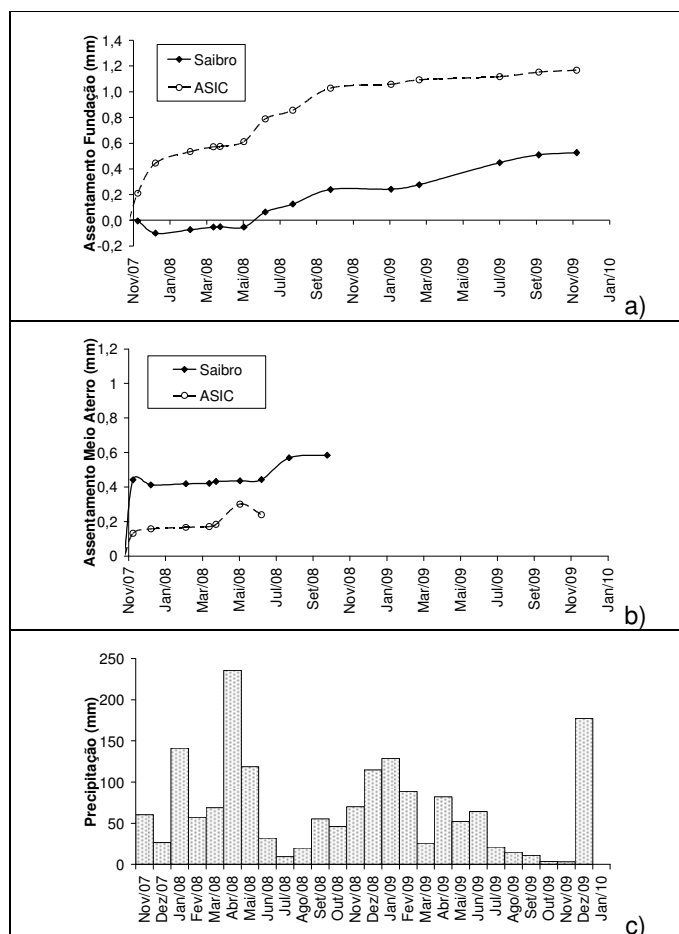


Figura 7.29: a) Assentamentos totais da fundação nas secções em *Saibro Granítico* e *ASIC*; b) assentamento das camadas inferiores de aterro em *Saibro Granítico* e *ASIC* medidos a 1,60 m da base do aterro; c) precipitação mensal na Estação Meteorológica de Amarante

7.8.1.2. *Comparação dos deslocamentos internos com os deslocamentos superficiais*

No Quadro 7.12 apresentam-se os valores do assentamento total medidos, nas campanhas de topografia, nas marcas superficiais 2/1, 3/2, 5 e 6. As marcas superficiais 2/1 e 3/2 instrumentam a secção construída com o *ASIC* e as marcas superficiais 5 e 6 a secção construída com o *Saibro Granítico* (ver Figura 7.4). No mesmo quadro, a terceira coluna apresenta os valores extrapolados para o assentamento do aterro nas duas secções (*ASIC* e *Saibro Granítico*), obtido pela diferença entre as leituras topográficas nas marcas superficiais e nos varões extensométricos colocados para monitorização do assentamento da fundação.

Pela análise do Quadro 7.12, verifica-se que os assentamentos totais medidos nas marcas superficiais não permitem retirar conclusões definitivas sobre a deformabilidade dos materiais do aterro, embora se tenha verificado que os assentamentos sejam baixos, da ordem dos milímetros e em termos médios sejam superiores na secção construída com o *ASIC* do que na secção construída em material tradicional. Ao analisar os resultados obtidos individualmente em cada uma das marcas superficiais verifica-se que as marcas 3/2 e 5 apresentam valores de assentamentos superiores quando comparados com os valores medidos nas marcas 2/1 e 6. Esta diferença de valores pode dever-se ao facto destas marcas estarem localizadas próximas a uma linha de água, o que em época de chuvas poderá aumentar o assentamento.

Contudo, em termos de valores médios o assentamento do aterro obtido a partir da diferença entre os valores das leituras topográficas nas marcas superficiais e dos varões extensométricos é menor na secção construída em *ASIC* do que na secção construída em *Saibro Granítico*.

Quadro 7.12: Assentamentos medidos através dos varões extensométricos e das marcas superficiais

Data	ASIC						Saibro Granítico					
	<sup>(1)</sup> S <sub>fundação</sub> (mm)	<sup>(2)</sup> S <sub>total</sub> (mm)		S <sub>Aterro</sub> (mm)		Médio	<sup>(1)</sup> S <sub>fundação</sub> (mm)	<sup>(2)</sup> S <sub>total</sub> (mm)		S <sub>Aterro</sub> (mm)		Médio
		Marca		Marca				Marca		Marca		
		Sup.	3/2	2/1	3/2			2/1	Sup.	6	5	
15/01/08	0,50	1,7	0,1	1,20	-0,4	0,40	-0,07	0,9	1,1	0,96	1,17	1,07
09/01/09	1,02	3,5	1,5	2,48	0,48	1,48	0,24	1,3	2,4	1,06	2,16	1,61
09/09/09	1,15	3,5	1,4	2,35	0,25	1,30	0,51	1,7	3,1	1,19	2,59	1,89
10/11/09	1,17	3,4	1,3	2,23	0,13	1,18	0,53	1,9	3,3	1,37	2,77	2,07
24/03/10	-	4,8	2,4	-	-	-	-	2,2	3,8	-	-	-

<sup>(1)</sup> Leitura realizada através dos varões extensométricos; <sup>(2)</sup> Leitura realizada pela topografia



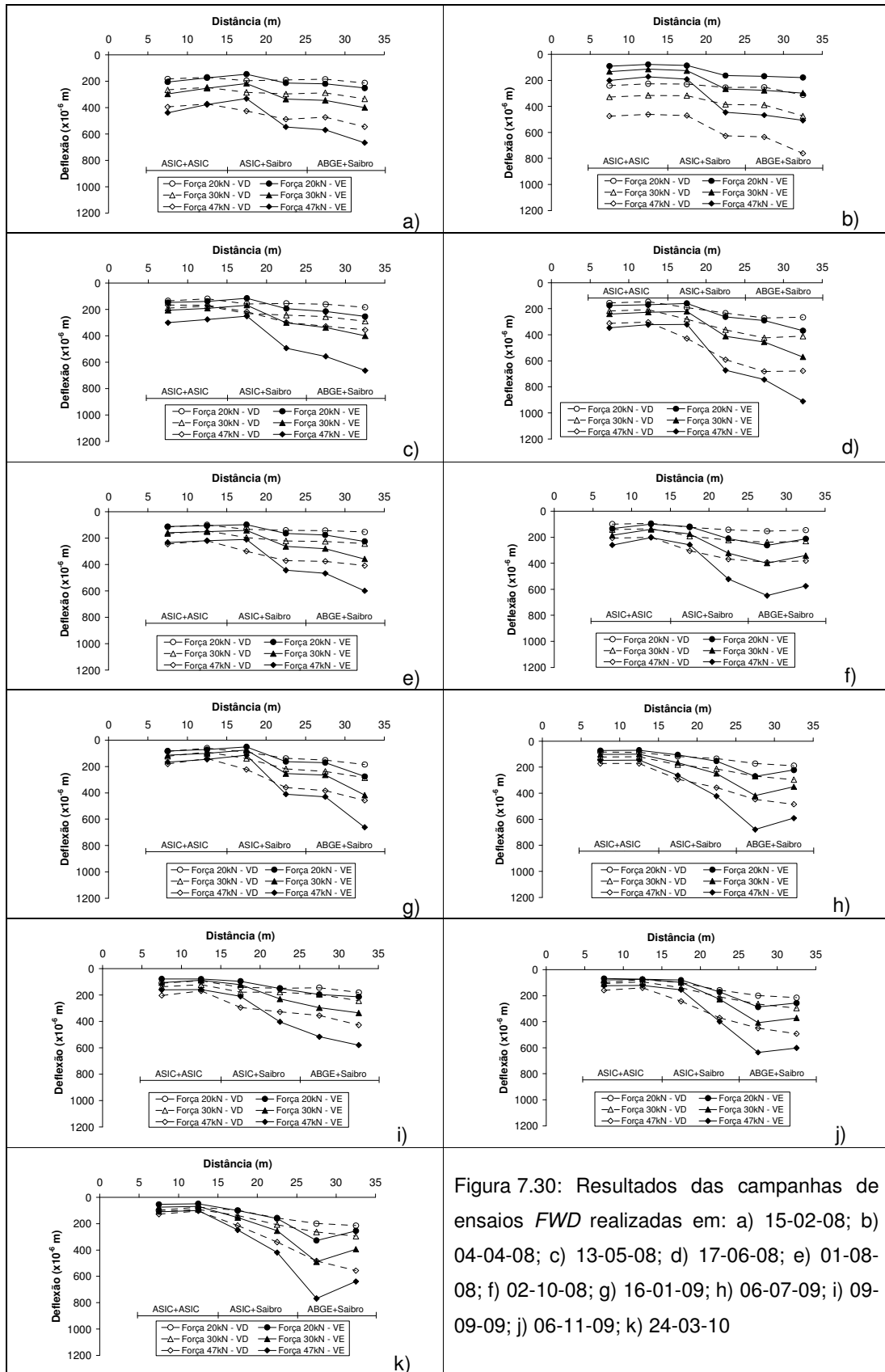
### 7.8.1.3. Observação do comportamento mecânico através de ensaios FWD

A monitorização do comportamento mecânico da estrutura, formada pelas camadas do pavimento, camada de base, camada de leito do pavimento e camadas do aterro, realizou-se através de campanhas de ensaios *FWD*. Nas Figura 7.30.a) a k) apresentam-se os resultados obtidos em todas as campanhas efectuadas, em termos de deflexões máximas. No Quadro 7.13 apresentam-se os resultados obtidos, na via direita, em todas as campanhas efectuadas, em termos de deflexões máximas medidas para uma carga de 47kN e 20kN, na secção construída em *ASIC* e em material tradicional.

Os gráficos nas Figura 7.30.a) a k), bem como o Quadro 7.13, mostram que, tal como se verificou nos resultados obtidos aquando do controlo de qualidade de construção, para cargas baixas (Força de 20kN), as deflexões, nas diferentes secções, são mais próximas, e que, para cargas elevadas (Força de 47kN), as deflexões são muito mais baixas na secção construída com o *ASIC* do que na secção construída com materiais tradicionais.

Na Figura 7.31a) apresentam-se as evoluções das deflexões máximas, para uma carga aproximadamente igual a 47kN. Nas Figura 7.31b) e Figura 7.31c) apresentam-se os valores da temperatura de superfície do pavimento e da precipitação mensal para a Estação Meteorológica de Amarante, respectivamente.

Da análise conjunta da Figura 7.31a), da Figura 7.31b) e da Figura 7.31.c) verifica-se que a capacidade de carga do pavimento é influenciada pela temperatura e, portanto, pelo comportamento da camada de betuminoso. Como se pode verificar da análise das figuras, os aumentos das deflexões coincidem com o aumento da temperatura. De facto, um aumento da temperatura na camada de betuminoso provoca uma diminuição do módulo de rigidez desta e consequentemente um aumento da deflexão global da estrutura do pavimento.



Quadro 7.13: Relação entre a deflexão máxima ( $\delta$ ) medida na secção construída em ASIC e em material tradicional, na via direita

Data	47 kN			20kN		
	ASIC ( $\times 10^{-6}$ m)	Saibro	ASIC / Saibro	ASIC ( $\times 10^{-6}$ m)	Saibro	ASIC / Saibro
15-02-08	383,9	509,1	0,75	176,4	199,0	0,89
04-04-08	467,8	697,7	0,67	232,8	282,2	0,82
13-05-08	274,0	452,7	0,61	126,9	172,7	0,73
17-06-08	308,3	680,0	0,45	151,7	269,1	0,56
01-08-08	232,2	392,3	0,59	107,3	106,6	1,01
02-10-08	202,8	386,6	0,52	96,2	148,9	0,65
16-01-09	160,3	420,85	0,38	73,1	168,6	0,43
06-07-09	172,2	466,25	0,37	91,7	180,9	0,51
09-09-09	186,3	391,55	0,48	100,8	162,9	0,62
06-11-09	149,1	470,7	0,32	70,3	217,7	0,32
24-03-10	116,4	519,7	0,22	55,6	205,1	0,27

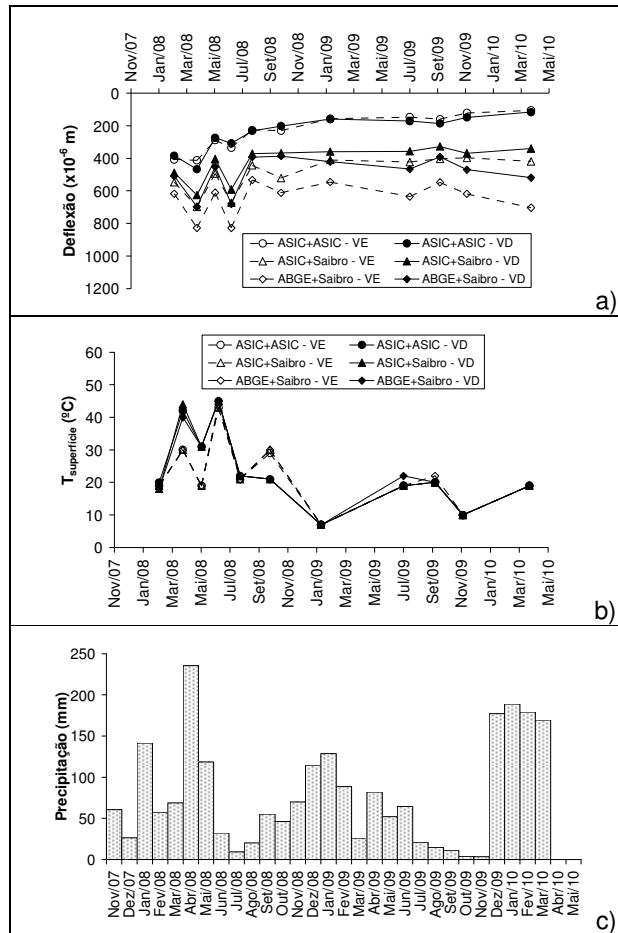


Figura 7.31: a) Evolução das deflexões máximas, para uma carga aproximadamente igual a 47kN; b) Temperatura na superfície do pavimento; c) Precipitação mensal na Estação Meteorológica de Amarante.

No Quadro 7.14 apresentam-se os valores das deflexões medidas no lado direito da via medidas através do ensaio *FWD* e os valores da temperatura medidos pelos termopares instalados na camada de regularização. Refira-se que durante algumas campanhas, os termopares não permitiram a recolha de dados. Da análise do Quadro 7.14 verifica-se que, como era de esperar, o aumento da temperatura provoca o aumento da deflexão.

Quadro 7.14: Valores das deflexões máximas obtidas dos ensaios *FWD* para uma carga aproximada de 47kN e da temperatura registada pelos termopares, no lado direito da via

Data	ASIC+ASIC		ASIC+Saibro		ABGE+Saibro	
	$\delta$ ( $\times 10^{-6}$ m)	T ( $^{\circ}$ C)	$\delta$ ( $\times 10^{-6}$ m)	T ( $^{\circ}$ C)	$\delta$ ( $\times 10^{-6}$ m)	T ( $^{\circ}$ C)
15-02-08	383,9	-	488,0	-	509,1	19,0
04-04-08	467,8	-	626,3	21,5	697,7	30,0
13-05-08	274,0	18,0	405,0	19,0	452,7	-
17-06-08	308,3	43,0	591,4	42,0	680,0	-
01-08-08	232,2	16,5	371,5	21,0	392,3	-
02-10-08	202,8	23,0	367,9	26,5	386,6	-
16-01-09	160,3	-	359,0	-	420,8	-
06-07-09	172,2	25,0	357,4	27,0	466,3	-
09-09-09	186,3	27,0	328,0	33,0	391,6	-
06-11-09	149,1	12,0	369,4	13,0	470,7	-
24-03-10	116,4	-	340,0	-	519,7	-

Os valores da deflexão registados nas medições periódicas demonstram uma menor deformabilidade do *ASIC* em relação aos materiais tradicionais, o que confirma o comportamento observado aquando do controlo da qualidade de construção do trecho experimental. De salientar que, também Lima et al. (2000), ao avaliarem o desempenho de dois pavimentos construídos com agregados siderúrgicos e materiais naturais através dos ensaios *FWD* verificaram também existir uma menor deformabilidade por parte dos agregados siderúrgicos obtendo valores de módulos reversíveis, por retro-análise, das camadas executadas com agregados siderúrgicos cerca de 3 a 4 vezes superiores aos das camadas executadas com agregados naturais.

As campanhas de observação efectuadas no trecho experimental mostram que o desempenho mecânico da estrutura é melhor com o *ASIC* do que com os materiais tradicionais (*Saibro Granítico* e *Agregado Granítico*), corroborando assim, tanto os resultados obtidos em laboratório, através dos ensaios mecanicistas, como os resultados obtidos aquando do controlo da qualidade de construção do trecho experimental. Estas mesmas constatações, isto é, melhor desempenho mecânico por parte dos agregados siderúrgicos do que dos materiais naturais também foi observada por outros investigadores (Mathur et al., 1999, Alvarenga et al., 2001, Rhode, 2002), como já referido no Capítulo 2.

7.8.1.4. Observação das deformações verticais ao nível do topo do aterro e do topo da camada de leito do pavimento e das deformações transversais e longitudinais ao nível da base da camada de regularização sob carregamento do FWD

A observação das deformações verticais ao nível do topo da última camada do corpo do aterro e do topo da camada de leito do pavimento e das deformações horizontais transversais e longitudinais ao nível das camadas do pavimento realizou-se através de extensómetros verticais e de extensómetros horizontais, respectivamente. A localização dos extensómetros está apresentada na Figura 7.4. O registo das deformações efectuou-se aquando da realização das campanhas de ensaios *FWD*, tendo-se efectuado as leituras das mesmas para a solicitação do *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 20, 30 e 47kN.

Na Figura 7.32a), b), c) e d) apresenta-se a evolução da, deflexão máxima, da deformação horizontal longitudinal medida na base da camada de regularização, da deformação vertical no topo da camada de leito do pavimento e a deformação vertical medida na última camada do corpo do aterro, com a tensão de pico dinâmica aplicada pelo *FWD* para a secção construída em *ASIC*, respectivamente. Da análise da Figura 7.32a) verifica-se que, em todas as campanhas realizadas, a relação entre a tensão de pico dinâmica aplicada através do ensaio *FWD* e a deflexão máxima da estrutura do pavimento, é do tipo linear. O mesmo acontece com a deformação (vertical ou horizontal) como se pode verificar dos resultados apresentados na Figura 7.32 b), à Figura 7.32 d) ou seja, para o nível de tensões aplicadas a estrutura apresenta um comportamento linear.

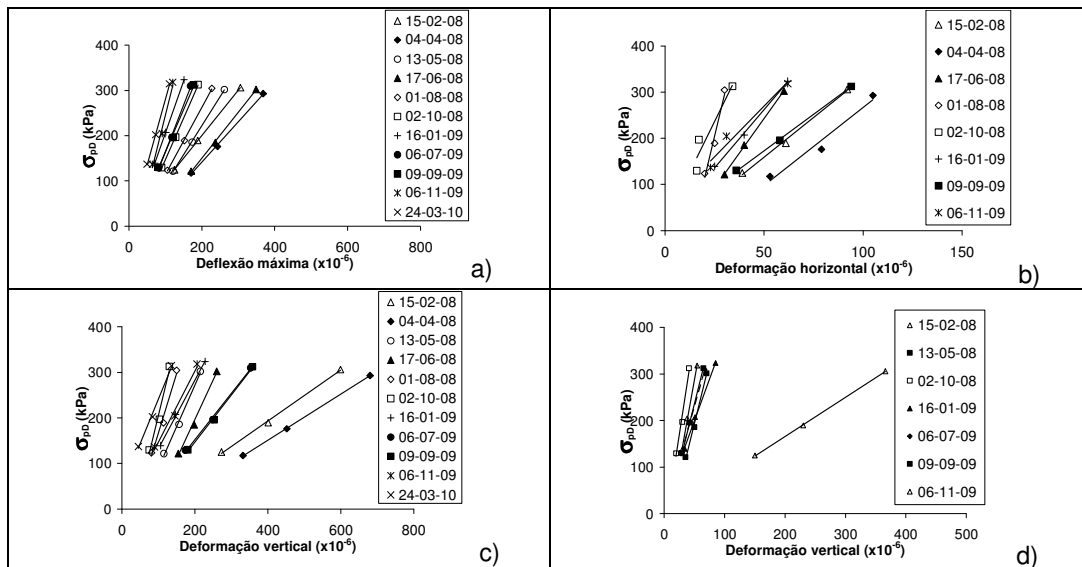


Figura 7.32: Evolução da deflexão/deformação, com a tensão de pico dinâmica aplicada no ensaio *FWD* para a secção construída em *ASIC* a) deflexão máxima; b) deformação horizontal longitudinal; c) deformação vertical no topo da camada de leito do pavimento; d) deformação vertical na última camada do corpo do aterro

Na Figura 7.33 a), b), c) e d) apresenta-se a evolução da, deflexão máxima, da deformação horizontal longitudinal medida na base da camada de regularização, da deformação vertical no topo da camada do leito do pavimento e a deformação vertical medida na última camada do corpo do aterro, com a tensão de pico dinâmica aplicada pelo *FWD* para a secção construída em material tradicional, respectivamente. Da análise da Figura 7.33 a) verifica-se que a relação entre a tensão de pico dinâmica aplicada através do ensaio *FWD* e a deflexão máxima da estrutura do pavimento, é do tipo linear, em todas as campanhas realizadas, tal como aconteceu na secção construída em *ASIC*.

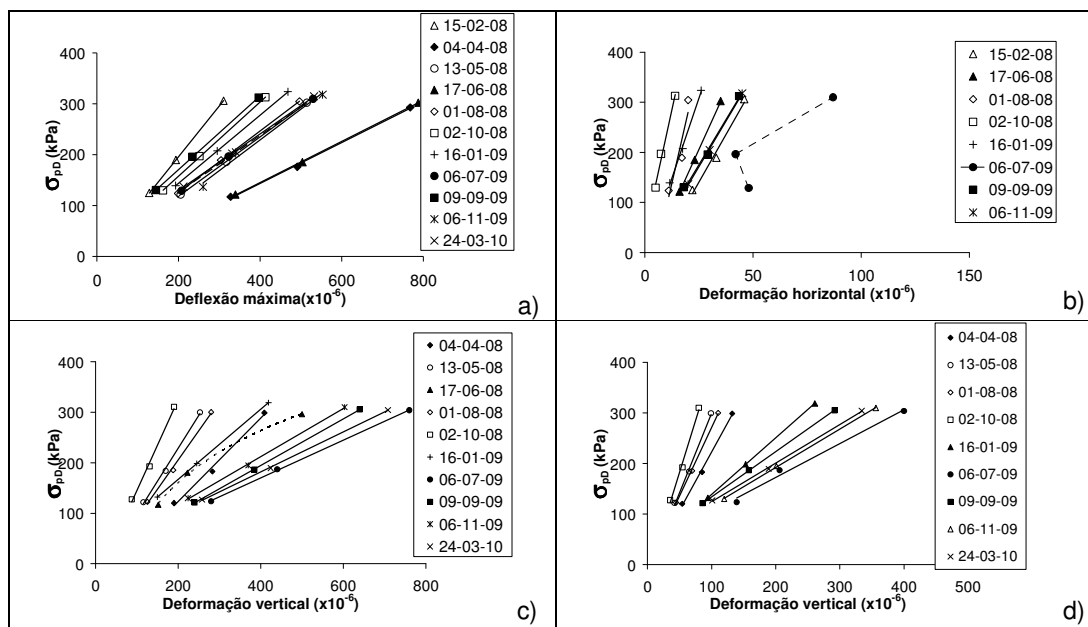


Figura 7.33: Evolução, da deflexão /deformação com a tensão de pico dinâmica aplicada pelo *FWD* para a secção construída em material tradicional a) deflexão máxima; b) deformação horizontal longitudinal; c) deformação vertical no topo da camada do leito do pavimento; d) deformação vertical na última camada do corpo do aterro

Da análise da Figura 7.33b) verifica-se que, também a relação entre a tensão de pico dinâmica aplicada através do ensaio *FWD* e a deformação horizontal longitudinal medida na base da camada de regularização é linear, exceptuando os valores medidos na campanha realizada em Julho de 2009, que apresenta um comportamento anómalo, uma vez que quando a tensão aumenta de 100kPa para 200kPa há uma diminuição da deformação horizontal, pelo que se julga que houve um mau funcionamento do extensómetro nessa campanha.

Da análise da Figura 7.33c) e d) verifica-se que a relação entre a tensão de pico dinâmica aplicada através do ensaio *FWD* e a deformação vertical medida no topo da camada de leito do pavimento e a última camada de aterro é igualmente linear, exceptuando as deformações verticais medidas no topo da camada de leito do pavimento na campanha realizada em Junho de 2008, onde é não linear. Contudo, julga-se que nessa campanha poderá ter havido um mau funcionamento do extensómetro, uma vez que se houvesse

influência da temperatura (já que esta campanha foi realizada com temperaturas elevadas, cerca de 45°C) essa influência seria verificada nos extensómetros horizontais e na deflexão máxima, o que não aconteceu, pois as relações são do tipo linear.

Na Figura 7.34a), na Figura 7.34b) e na Figura 7.35 apresentam-se os resultados das deformações verticais e horizontais medidas nas diferentes campanhas para a solicitação do ensaio *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 47kN. Na Figura 7.34a) e na Figura 7.34b) apresentam-se os resultados das deformações verticais, lidas nos extensómetros colocados no topo da última camada do corpo do aterro e no topo da camada de leito do pavimento, respectivamente. As deformações horizontais longitudinais lidas nos extensómetros colocados na base da camada de regularização, são apresentadas na Figura 7.35.

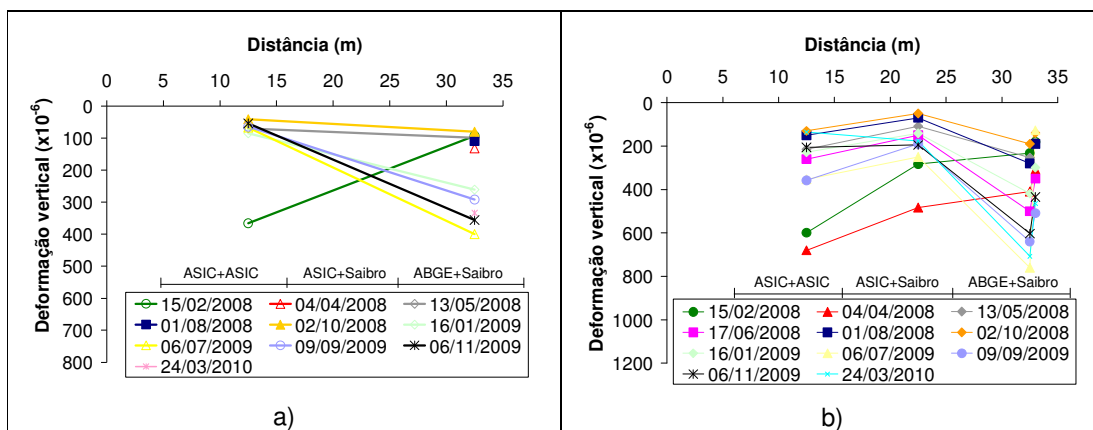


Figura 7.34: Deformações verticais, para uma carga de cerca de 47kN, medidas: a) no topo da última camada do corpo do aterro; b) no topo da camada de leito do pavimento

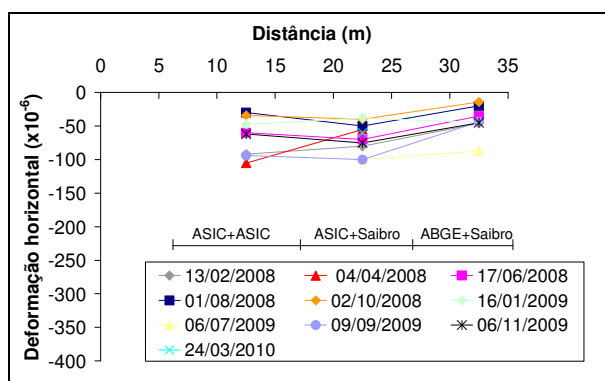


Figura 7.35: Deformações horizontais longitudinais na base da camada de regularização, para uma carga de cerca de 47kN

Na Figura 7.36a) e Figura 7.36b) apresentam-se para a solicitação do *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 47kN, as curvas de evolução no tempo das deformações verticais e das deformações horizontais, respectivamente. Nas Figura 7.36c) e

Figura 7.36d) apresentam-se os valores da temperatura de superfície do pavimento e da precipitação mensal para a Estação Meteorológica de Amarante, respectivamente.

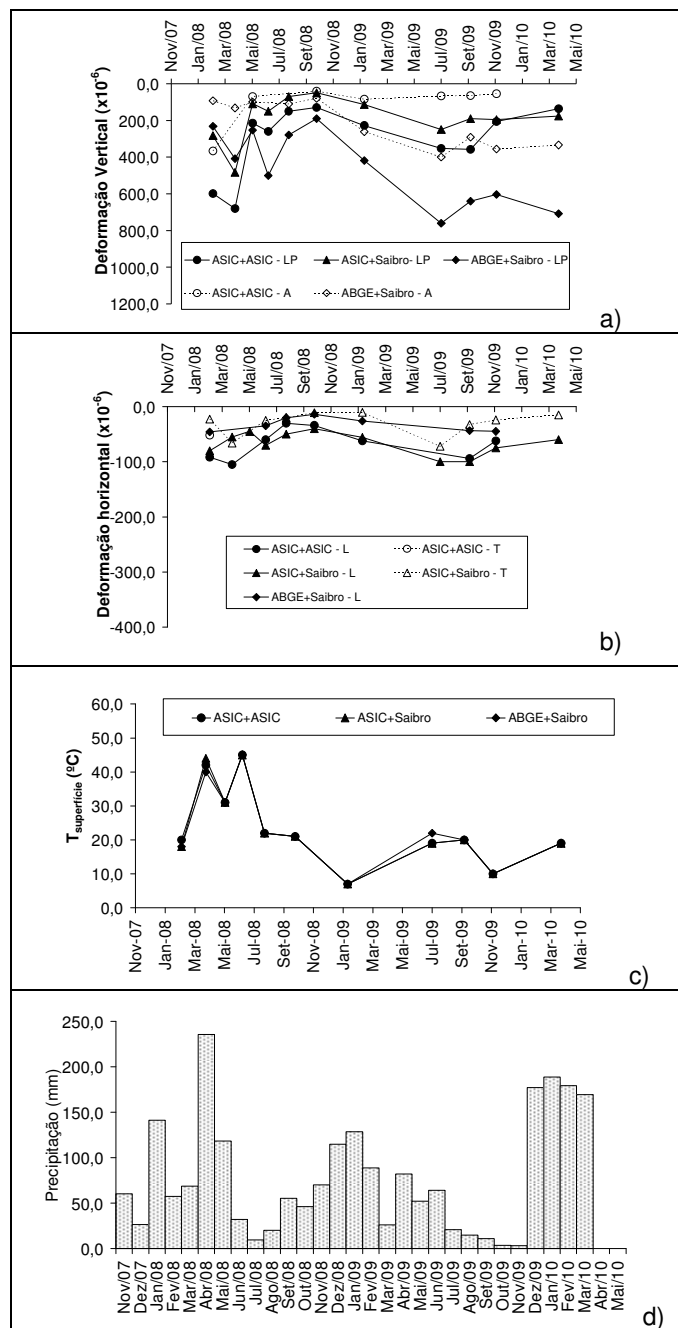


Figura 7.36: Evolução no tempo a) das deformações verticais no topo da camada de leito do pavimento (LP) e no topo da última camada do corpo do aterro (A); b) das deformações horizontais longitudinais (L) e transversais (T) na base da camada de regularização; c) temperatura na superfície do pavimento; d) precipitação mensal na Estação Meteorológica de Amarante



Como se pode verificar da análise da Figura 7.36, as deformações horizontais e verticais aumentam com o aumento da temperatura. De facto, como explicado anteriormente, um aumento da temperatura na camada de betuminoso provoca uma diminuição do módulo de rigidez global do pavimento e conseqüentemente um aumento da sua deflexão. Verifica-se ainda que a precipitação também influencia as deformações, mais as verticais, como é o exemplo a campanha realizada em Janeiro de 2009, onde a temperatura da superfície é baixa, e ainda assim há um aumento das deformações verticais, relativamente à campanha realizada em Outubro de 2008, aumento esse coincidente com o aumento da precipitação ocorrida no local. Da análise dos resultados verifica-se ainda que a deformação vertical na secção construída em *ASIC* é menos susceptível à presença de água do que o material tradicional, corroborando os resultados obtidos em laboratório e também os obtidos sobre o *ASIC do Seixal* e apresentados por Duarte et al. (2009).

No Quadro 7.15 apresentam-se os valores das deformações verticais para os extensómetros colocados no topo da camada de leito do pavimento (*LP*) e no topo da última camada do corpo do aterro (*A*) e ainda os valores da temperatura medidos pelos termopares, para a solicitação do ensaio *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 47kN.

Quadro 7.15: Valores das deformações verticais para os extensómetros colocados no topo da camada de leito do pavimento (*LP*) e no topo da última camada do corpo do aterro (*A*) e das temperaturas medidas pelos termopares para uma solicitação do *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 47kN

Data	ASIC+ASIC			ASIC+Saibro		ABGE+Saibro		
	Deformação (10 <sup>-6</sup> )		T (°C)	Deformação (10 <sup>-6</sup> )		Deformação (10 <sup>-6</sup> )		T (°C)
	LP	A		LP		LP	A	
15-02-08	599,0	366,0	-	283,0	-	232,0	93,0	19
04-04-08	680,0	-	-	483,0	21,5	409,0	132,0	30
13-05-08	215,0	69,8	18	109,0	19	253,0	99,0	-
17-06-08	260,0	-	43	150,0	42	500,0	-	-
01-08-08	150,0	-	16,5	70,0	21	280,0	110,0	-
02-10-08	130,0	41,0	23	50,0	26,5	190,0	80,0	-
16-01-09	228,0	85,0	-	113,9	-	419,0	261,0	-
06-07-09	353,0	67,0	25	250,0	27	760,0	400,0	-
09-09-09	358,0	64,5	27	190,0	33	640,0	292,0	-
06-11-09	206,0	54,5	12	195,0	13	603,0	356,0	-
24-03-10	136,0	-	-	177,0	-	708,0	334,0	-

No Quadro 7.16 apresentam-se os valores das deformações horizontais longitudinais (*L*) e transversais (*T*) para os extensómetros colocados na base da camada de regularização e os valores da temperatura registada pelos termopares, para a solicitação do ensaio *FWD* para a mesma carga. Os valores apresentados para os extensómetros verticais e longitudinais foram obtidos na situação em que o centro da placa do ensaio *FWD* está sob a mesma vertical e no caso dos extensómetros transversais os valores foram obtidos na situação em que o centro da placa e o extensómetro distam cerca de 1m e 0,5m, no caso da secção construída em *ASIC +*

*ASIC* e *ASIC + Saibro*, respectivamente. Refira-se que, durante algumas campanhas, alguns extensómetros e termopares não permitiram a recolha de dados. No Quadro 7.17 apresenta-se a relação entre as deformações verticais, medidas no topo da última camada de aterro e no topo da camada do leito do pavimento, e a relação das deformações horizontais longitudinais medidas na base da camada de regularização medidas na secção construída em *ASIC* e em material tradicional para uma solicitação do *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 47kN.

Quadro 7.16: Valores das deformações horizontais longitudinais (*L*) e transversais (*T*) medidos pelos extensómetros colocados na base da camada de regularização e das temperaturas medidas pelos termopares para uma solicitação do *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 47kN

Data	ASIC+ASIC			ASIC+Saibro			ABGE+Saibro	
	Deformação (10 <sup>-6</sup> ) L	T	T (°C)	Deformação (10 <sup>-6</sup> ) L	T	T (°C)	Deformação (10 <sup>-6</sup> ) L	T (°C)
15-02-08	-92,0	-52,0	-	-80,0	-22,5	-	-46,0	19
04-04-08	-105,0	-	-	-55,0	-66,0	21,5	-	30
13-05-08	-	-	18	-45,0	-	19	-	-
17-06-08	-60,0	-	43	-70,0	-25,0	42	-35,0	-
01-08-08	-30,0	-	16,5	-50,0	-20,0	21	-20,0	-
02-10-08	-34,0	-	23	-40,0	-11,0	26,5	-14,0	-
16-01-09	-62,0	-	-	-55,7	-10,5	-	-26,0	-
06-07-09	-	-	25	-100,0	-72,0	27	-	-
09-09-09	-94,0	-	27	-100,0	-32,5	33	-43,5	-
06-11-09	-62,0	-	12	-75,0	-24,0	13	-45,0	-
24-03-10	-	-	-	-60,0	-15,0	-	-	-

Quadro 7.17: Relação entre as deformações verticais, medidas no topo da última camada de aterro e no topo da camada do leito do pavimento, e das deformações horizontais longitudinais medidas na base da camada de regularização medidas na secção construída em *ASIC* e em material tradicional para uma solicitação do *FWD* correspondente a uma carga de cerca de 47kN

Data	Verticais: A			Verticais: LP			Horizontais (L)		
	Deformação (10 <sup>-6</sup> ) ASIC	ASIC Saibro	ASIC / Saibro	Deformação (10 <sup>-6</sup> ) ASIC	ASIC Saibro	ASIC / Saibro	Deformação (10 <sup>-6</sup> ) ASIC	ASIC Saibro	ASIC / Saibro
15-02-08	366	93	3,94	599	232	2,58	-92	-46	2,0
04-04-08	-	132	-	680	409	1,66	-105	-	-
13-05-08	70	99	0,71	215	253	0,85	-	-	-
17-06-08	-	-	-	260	500	0,52	-60	-35	1,7
01-08-08	-	110	-	150	280	0,54	-30	-20	1,5
02-10-08	41	80	0,51	130	190	0,68	-34	-14	2,4
16-01-09	85	261	0,33	228	419	0,54	-62	-26	2,4
06-07-09	67	400	0,17	353	760	0,46	-	-	-
09-09-09	65	292	0,22	358	640	0,56	-94	-43,5	2,2
06-11-09	55	356	0,15	206	603	0,34	-62	-45	1,4
24-03-10	-	334	-	136	708	0,19	-	-	-

Da análise conjunta dos resultados (Figura 7.34 à Figura 7.36 e do Quadro 7.15 ao Quadro 7.17) verifica-se que, exceptuando as duas primeiras campanhas se verifica que a estrutura do pavimento com materiais *ASIC*, apresentam valores de deformações verticais de compressão, inferiores às medidas na secção construída em material tradicional, evidenciando-se mais uma vez o melhor desempenho mecânico do *ASIC* relativamente ao material tradicional. Esta situação, maiores valores de deformações verticais, na secção em *ASIC* do que na secção em material tradicional, só nas duas primeiras campanhas ao longo dos 28 meses de monitorização do trecho experimental leva-nos a supor que possivelmente ocorreu um melhoramento das características do *ASIC* e uma degradação das características dos materiais tradicionais.

Pelo contrário as deformações horizontais (longitudinais e transversais) medidas ao nível da base da camada de regularização são maiores na secção em *ASIC* do que na secção construída em material tradicional. Esta situação pode dever-se a uma má ligação entre as camadas de betuminosos com o *ASIC*, que pode dever-se à sua granulometria, uma vez que é menos contínua que a do *Agregado Granítico* e haver uma infiltração do ligante nos vazios do material ou mesmo infiltração para dentro do próprio *ASIC*, uma vez que é um material com alguma porosidade. Refira-se ainda que uma má ligação das camadas provoca um aumento generalizado das deformações, contudo mesmo nestas circunstâncias as deformações verticais medidas na camada de *ASIC* são inferiores às medidas na camada de material tradicional, o que pode ser justificado pelo elevado módulo de deformabilidade do *ASIC*.

Por forma a se ter uma grandeza do número de eixos-padrão de 80kN ( $N_{80}$ ) que poderão provocar as deformações medidas nos extensómetros (verticais e horizontais) localizados na secção construída totalmente em *ASIC* e em material tradicional utilizou-se o método de dimensionamento empírico-mecanicista de uso comum em Portugal, o Método Shell (Claessen et al. 1977, Gerritsen et al. 1987). Este método considera para o eixo padrão de 80kN, com afastamento de 0,105m, uma pressão de contacto 0,6MPa e 0,105m de raio circular da área de contacto de cada roda com o pavimento.

Para o critério da deformação permanente a relação entre a deformação vertical no topo da camada de leito do pavimento e o número de eixos padrão que provocam essa deformação, considerando uma probabilidade de sobrevivência de 95%, é dada pela Equação (7. 9). Considerando os valores medidos na campanha realizada em Setembro de 2009 para a deformação vertical medida no topo da camada do leito do pavimento ( $358 \times 10^{-6}$  e  $640 \times 10^{-6}$  na secção construída totalmente em *ASIC* e material tradicional, respectivamente) obtém-se um total de  $6,39 \times 10^6$  de eixos padrão na secção construída em *ASIC* e  $6,26 \times 10^5$  na secção construída em material tradicional.

$$\varepsilon_v = 1,8 \times 10^{-2} N_{80}^{-0,25} \quad (7. 9)$$

Para o critério da fadiga, utilizando igualmente o método Shell a expressão usada para a relação entre a deformação radial de tracção, isto é a deformação transversal, e a vida útil,  $N_{80}$ , que expressa aquele critério é dada pela Equação (7. 10). Na Equação (7. 10)  $V_b$  é a

percentagem volumétrica de betume no volume total e  $E_m$  é o módulo de deformabilidade da mistura betuminosa em Pa. Utilizando os valores medidos nos extensómetros horizontais longitudinais para a campanha de Setembro de 2009 ( $94 \times 10^{-6}$  na secção construída em *ASIC* e  $43,5 \times 10^{-6}$  na secção construída em material tradicional) e para  $V_b$  e  $E_m$  um valor de 11% e 4000MPa, respectivamente (valores normalmente encontrados para as misturas betuminosas, MACOPAV, 1995), obtém-se um valor de  $N_{80}$  de  $9,03 \times 10^7$  e  $4,26 \times 10^9$  para as secções construídas em *ASIC* e em material tradicional, respectivamente.

$$\varepsilon_T = (0,856 V_b + 1,08) E_m^{-0,36} N_{80}^{-0,2} \quad (7.10)$$

Comparando o valor de eixos-padrão estimados através dos dois critérios verifica-se que na secção construída em *ASIC* e em material tradicional o que, possivelmente, condicionará a ruína do pavimento será o critério de deformações permanentes, uma vez que o número de eixos padrão estimados neste critério foi inferior ao estimado no critério de fadiga (na secção construída em *ASIC* obteve-se  $9,03 \times 10^7$  e  $6,39 \times 10^6$  para o critério de fadiga e de deformações permanentes, respectivamente e para a secção construída em material tradicional obteve-se  $4,26 \times 10^9$  para o critério de fadiga e  $6,26 \times 10^5$  para o critério de deformação permanente). Referira-se contudo, que esta constatação deve ser vista com algumas reservas uma vez que, por um lado, os cálculos para o critério de fadiga foram efectuados através das leituras efectuadas nos extensómetros horizontais longitudinais e não nos transversais, situação para a qual o método empírico-mecanicista foi proposto. Por outro lado, o cálculo do número de eixos padrão de 80kN determinado pelo método Shell considera um afastamento de 0,105m, uma pressão de contacto 0,6MPa e 0,105m de raio circular da área de contacto de cada roda com o pavimento e no ensaio FWD é aplicada uma carga próxima a 47kN numa superfície circular de raio 0,225m.

Refira-se que uma análise estrutural do pavimento permitiria fazer uma interpretação mais aprofundada dos resultados, tarefa que deverá ser desenvolvida em trabalhos futuros.

### 7.8.2. Monitorização ambiental

Para se avaliar o desempenho ambiental do *ASIC* quando colocado em obra, e calibrar os resultados obtidos em laboratório procedeu-se à monitorização ambiental do trecho experimental. Saliente-se que a avaliação no campo do desempenho ambiental de materiais alternativos é fundamental, muito particularmente quando utilizados em obras geotécnicas, uma vez que os ensaios de lixiviação em laboratório são realizados em condições muito diferentes das existentes em obra, e, por vezes, a lixiviação de resíduos efectuada em laboratório é conservativa, relativamente à de campo, como referiram Roque et al. (2010). Para isso, construíram-se dois lisímetros conforme foi oportunamente descrito em 7.2.3.1. Um dos lisímetros localiza-se na secção do aterro em *ASIC* e o segundo (de referência) na secção do aterro em *Saibro Granítico* (ver Figura 7.4).

No lisímetro construído na secção do aterro em *ASIC* foram recolhidas 11 amostras, totalizando um volume percolado através do *ASIC* de 2961,5l. Deste volume, 2346,5l

correspondem à fase de alimentação com água armazenada num autotanque, e os restantes 615l, à fase de alimentação com água de precipitação atmosférica. Recolheu-se também uma amostra de água (branco ou fundo geoquímico) do autotanque, em Novembro de 2007. Optou-se por regar a coluna de material do lisímetro com a água do autotanque, a fim de reduzir o tempo que levaria a produzir-se o lixiviado pela acção da água da precipitação atmosférica e a obterem-se as características do lixiviado. As amostras de lixiviado recolhidas neste lisímetro são as que se listam no Quadro 7.18.

No lisímetro construído na secção do aterro em *Saibro Granítico* foram recolhidas 6 amostras, totalizando um volume percolado de 900l. Refira-se que nesta secção não se utilizou a água do autotanque porque a permeabilidade do material não o permite, pois é muito baixa. Foi ainda recolhida uma amostra de eluato num ensaio de lixiviação realizado em laboratório, para comparação com a composição dos lixiviados recolhidos no lisímetro. As amostras de lixiviado recolhidas neste lisímetro são as que seguidamente se listam no Quadro 7.19.

Quadro 7.18: Amostras recolhidas no lisímetro situado na secção construída com *ASIC*

<b>Refª da amostra</b>	<b>Fonte de alimentação</b>	<b>Data da recolha</b>	<b>Volume percolado (l)</b>
A1 - ASIC	Autotanque	20-21/11/07	113,5
A2 - ASIC	Autotanque	20-21/11/07	135
A3 - ASIC	Autotanque	20-21/11/07	160
A4 - ASIC	Autotanque	20-21/11/07	160
A5 - ASIC	Autotanque	20-21/11/07	240
A6 - ASIC	Precipitação atmosférica	18/01/08 e 11/02/08	240
A7 - ASIC	Autotanque	12-13/02/08	535
A8 - ASIC	Autotanque	13-14/02/08	1003
A9 - ASIC	Precipitação atmosférica	04/06/08	125
A10 - ASIC	Precipitação atmosférica	07/10/08	125
A11 - ASIC	Precipitação atmosférica	19/12/08	125

Quadro 7.19: Amostras recolhidas no lisímetro situado na secção construída com *Saibro Granítico*

<b>Refª da amostra</b>	<b>Fonte de alimentação</b>	<b>Data da recolha</b>	<b>Volume percolado (l)</b>
A1 - SG	Precipitação atmosférica	18/01/08	125
A2 - SG	Precipitação atmosférica	18/02/08	75
A3 - SG	Precipitação atmosférica	25/03/08	175
A4 - SG	Precipitação atmosférica	04/06/08	175
A5 - SG	Precipitação atmosférica	07/10/08	175
A6 - SG	Precipitação atmosférica	19/12/08	175

Os parâmetros analisados nas amostras de lixiviado recolhidas nos lisímetros e no autotanque são os previstos no Decreto-Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio. No Quadro 7.20 e no Quadro 7.21 apresentam-se, respectivamente, os valores obtidos para esses parâmetros nos lixiviados recolhidos nos lisímetros da secção do aterro em *ASIC* e em *Saibro Granítico*. Nos quadros estão ainda apresentados os valores encontrados nas amostras ensaiadas em laboratório (A0-*ASIC* e A0-*SG*). No caso das amostras de *ASIC*, a concentração das espécies químicas na água do autotanque foi subtraída à concentração das espécies químicas nos lixiviados produzidos na fase de alimentação com a água do autotanque. Desta forma, elimina-se a influência das espécies químicas presentes na água do autotanque na composição química dos lixiviados recolhidos no lisímetro.

Quadro 7.20: Resultados obtidos nas amostras de lixiviado recolhidas no lisímetro da secção do aterro em *ASIC* (adaptado de Roque et al., 2009)

Parâmetro	Resíduo inerte (Dec. Lei n.º 152/2002)	A0 ASIC	A1 ASIC	A2 ASIC	A3 ASIC	A4 ASIC	A5 ASIC	A6 ASIC	A7 ASIC	A8 ASIC	A9 ASIC	A10 ASIC	A11 ASIC
pH	5,5<pH<12	10,3	11,5	11,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CE (mS/cm)	6<CE<50	11,7	25,6	2,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
COT (mg.C/l)	40	3,8	18,9	29,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
As (mg/l)	0,1	<0,0018	<0,002	<0,002	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cd (mg/l)	0,1	0,01	<0,009	<0,009	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cu (mg/l)	2	<0,025	0,076	0,15	0,11	0,06	0,04	0,08	<0,025	<0,025	0,03	<0,025	0,03
Cr VI (mg/l)	0,1	<0,05	<0,05	0,17	0,14	0,1	0,08	0,06	<0,05	<0,05	0,1	<0,05	0,1
Cr total (mg/l)	0,5	<0,05	0,3	0,3	0,18	0,06	0,05	0,08	<0,05	<0,05	0,08	<0,05	0,06
Hg (mg/l)	0,02	<0,01	<0,001	<0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ni (mg/l)	0,5	<0,04	<0,04	<0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pb (mg/l)	0,5	<0,06	<0,06	<0,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Zn (mg/l)	2	<0,008	<0,006	<0,006	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fenóis (mg/l)	1	<0,01	0,02	0,04	<0,01	0,02	0,07	0,09	0,09	0,09	0,02	0,01	0,08
Fluoretos (mg/l)	5	0,04	1,186	0,02	0,82	0,79	0,28	0,43	0,26	0,23	0,35	0,3	0,32
Cloretos (mg/l)	500	<3	183	136	103	51	58	66	9	7	19	20	11
Sulfatos (mg/l)	500	<10	431,28	411	170	106	135	175	58	24	98	64	81
Nitritos (mg/l)	3	<0,04	14	0,09	0,11	4	2	<0,04	1	1	<0,04	0,5	<0,04
Amónio (mg/l)	5	<0,13	<0,13	<0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cianetos (mg/l)	0,1	<0,05	<0,05	<0,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AOX mg (Cl/l)	0,3	<0,01	0,02	0,03	0,027	0,02	-	-	-	-	-	-	-

Da análise do Quadro 7.20 verifica-se que o *ASIC* quando aplicado no campo apresenta características mais alcalinas do que em laboratório, traduzidas por um valor de pH de 11,5 e 11,2 nas duas amostras ensaiadas no campo e de 10,3 na amostra ensaiada em laboratório. Quando em obra, o *ASIC* comporta-se como material pouco salino, pois apresenta valores de condutividade eléctrica relativamente baixos, mas ainda assim superiores aos observados em laboratório. Verifica-se também que globalmente, os valores para os fluoretos, cloretos e sulfatos encontrados em obra são superiores aos valores encontrados em laboratório. Nos restantes elementos parece não haver uma variação significativa dos valores observados no campo e no laboratório. Verifica-se ainda que de entre os vinte parâmetros doseados, todos, exceptuando os nitritos nas amostras *A1-ASIC1* e *A4-ASIC4*, apresentam valores menores, por vezes significativamente menores, do que os valores máximos de

admissibilidade previstos para os resíduos inertes no Decreto-Lei n.º 152/2002. Contudo, dado que só em duas amostras, num total das 11 analisadas, foi obtido um valor para os nitritos acima do valor máximo admissível para os resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes, julga-se que se trata de uma ocorrência pontual, até porque nas restantes 9 amostras, os valores encontrados no campo e em laboratório são semelhantes. Nestas circunstâncias, o *ASIC*, do ponto de vista da sua lixiviabilidade, se fosse um resíduo era considerado inerte, ou seja, a construção de infraestruturas de transporte com o *ASIC* não se prevê que venham a contribuir para a degradação da qualidade do meio ambiente, designadamente dos solos e das águas superficiais e subterrâneas e que coloquem em risco a saúde pública.

Quadro 7.21: Resultados obtidos nas amostras de lixiviado recolhidas no lisímetro da secção do aterro em *Saibro Granítico* (adaptado de Roque et al., 2009)

Parâmetro	Resíduo inerte (Dec.Lei n.º 152/2002)	A0 - SG	A1 - SG	A2 - SG	A3 - SG	A4 - SG	A5 - SG	A6 - SG
pH	5,5<pH<12	8,4	8	-	-	-	-	-
CE (mS/cm)	6<CE<50	0,14	0,2	-	-	-	-	-
COT (mg.C/l)	40	2,8	2,6	<1	<1	-	-	-
As (mg/l)	0,1	0,01	<0,002	-	-	-	-	-
Cd (mg/l)	0,1	<0,01	<0,009	-	-	-	-	-
Cu (mg/l)	2	0,42	<0,025	-	-	-	-	-
Cr VI (mg/l)	0,1	<0,05	<0,05	-	-	-	-	-
Cr total (mg/l)	0,5	<0,05	<0,05	-	-	-	-	-
Hg (mg/l)	0,02	<0,01	<0,001	-	-	-	-	-
Ni (mg/l)	0,5	0,09	<0,04	-	-	-	-	-
pb (mg/l)	0,5	0,1	<0,06	-	-	-	-	-
Zn (mg/l)	2	0,22	0,421	0,13	0,03	0,02	0,09	0,04
Fenóis (mg/l)	1	0,05	0,04	0,04	0,02	<0,01	0,07	<0,01
Fluoretos (mg/l)	5	0,1	0,04	0,13	0,13	0,04	0,02	0,02
Cloretos (mg/l)	500	<1	8,3	7	6	7	3	5
Sulfatos (mg/l)	500	161	83	25	11	<10	64	12
Nitritos (mg/l)	3	0,04	<0,04	-	-	-	-	-
Amónia (mg/l)	5	<0,13	<0,13	-	-	-	-	-
Cianetos (mg/l)	0,1	<0,05	<0,05	-	-	-	-	-
AOX mg (Cl/l)	0,3	0,016	0,01	0,024	<0,01	-	-	-

Da análise do Quadro 7.21 verifica-se que o *Saibro Granítico* quando aplicado no campo apresenta as mesmas características que em laboratório, exceptuando os cloretos, que aumentam, e os sulfatos que diminuem, quando comparados com os valores encontrados em laboratório.

Na Figura 7.37 a) e na Figura 7.37 b) apresentam-se a evolução e a comparação dos valores encontrados nos lixiviados dos lisímetros construídos na secção do aterro em *ASIC* e em *Saibro Granítico* para os sulfatos e/ou cloretos e os fenóis e/ou fluoretos, respectivamente. Das figuras verifica-se que os valores dos elementos presentes nos lixiviados da secção construída com *Saibro Granítico* são sempre inferiores aos da secção construída em *ASIC* e os sulfatos são os elementos que apresentam uma maior variação ao longo do tempo. Além disso, verifica-se ainda que há uma tendência para os valores dos lixiviados diminuírem ao longo do tempo, (por ex. os sulfatos passam de 431 para 81 no caso do *ASIC* e de 83 para 12 no caso

do Saibro Granítico), o que se deve à eluviação dos sais solúveis na água, presentes no ASIC e no Saibro Granítico.

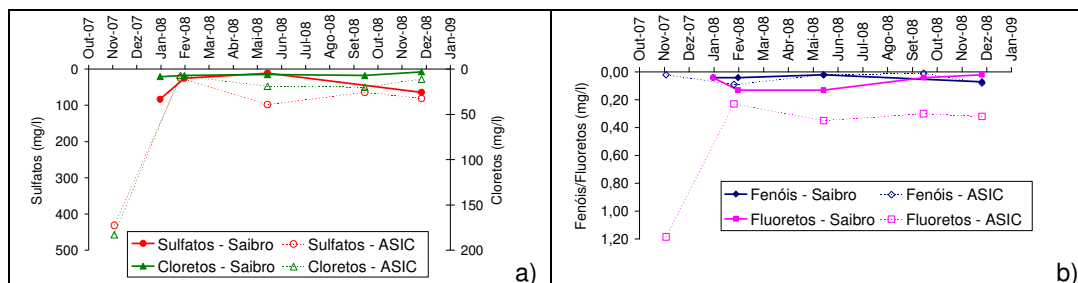


Figura 7.37: Evolução e comparação de alguns elementos doseados nos lixiviados do Saibro Granítico e do ASIC: a) Sulfatos e Cloretos; b) Fenóis e Fluoretos

## 7.9. CONCLUSÕES

No processo construtivo do trecho experimental realizou-se um estudo relativo ao número de passagens óptimo e da espessura das camadas, fixando o teor em água igual ao valor óptimo do ensaio Proctor modificado, para o equipamento de compactação utilizado em obra, nomeadamente um cilindro vibrador HAMM 3214 V3. Desse estudo verificou-se que o número óptimo de passagens do cilindro para a secção construída em ASIC e em material tradicional foi de 10 e 8, respectivamente, e a espessura da camada foi de 0,40m, para se obter a massa volúmica seca pretendida ( $2,46 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  para o ASIC e  $1,90 \times 10^3 \text{kg/m}^3$  para o Saibro Granítico).

Durante o processo construtivo do trecho experimental foi realizado o controlo de compactação através dos parâmetros de estado e da deformabilidade dos materiais. O controlo de deformabilidade dos materiais foi efectuado ao nível das camadas de aterro, leito do pavimento e base e ao nível das camadas estruturais do pavimento (regularização e desgaste).

Da análise dos resultados dos ensaios efectuados para o controlo dos parâmetros de estado do ASIC, avaliados através de ensaios de membrana (equipamento desenvolvido para o estudo dos balastros) e através do gamadensímetro, verificou-se que este último não é aplicável a este material, uma vez que conduz a resultados anómalos.

Da análise dos resultados dos ensaios utilizados para o controlo da deformabilidade dos materiais em camada de aterro, leito do pavimento e base, designadamente, o ensaio de carga estática em placa (ECP), o deflectómetro de impacto ligeiro (DIP) e pesado (FWD), o Geogauge, o ensaio de carga com pneu e o Portancemètre verificou-se que, por um lado, o ensaio Geogauge não deverá ser aplicado no controlo de deformabilidade do ASIC e, por outro lado, o controlo de deformabilidade deve ser realizado através do ensaio Portancemètre, uma vez que permite a avaliação da deformabilidade dos materiais quase em contínuo. Além disso, verificou-se que, globalmente, os módulos de deformabilidade dos ensaios DIP, ECP e Portancemètre obtidos na secção experimental construída com ASIC são superiores aos obtidos na secção executada com material tradicional. Uma mesma tendência, isto é, menores



deflexões máximas na secção construída com *ASIC* do que na secção construída em material tradicional, foi também observada no ensaio de carga com pneu. Em média os módulos de deformabilidade na secção construída com o *ASIC* determinados do ensaio *DIP* são cerca de 46% superiores aos observados nos materiais naturais e cerca de 25% superiores quando determinados pelo ensaio *Portancemètre*. Quanto aos módulos de deformabilidade determinados no segundo carregamento do ensaio de carga em placa ( $EV_2$ ) na secção construída em *ASIC* verificou-se que eram cerca de 50% superiores aos medidos na secção em material tradicional. Relativamente às deflexões medidas no ensaio de carga com pneu na secção construída com *ASIC*, verificou-se que estas eram cerca de 70% inferiores ao nível da camada de aterro e 10% inferiores ao nível da camada de base em relação às medidas na secção construída em material tradicional.

No que se refere aos ensaios *FWD*, realizados sobre a camada de base, verificou-se que, para cargas baixas (20kN), os resultados obtidos para as deflexões máximas, nas diferentes secções, são semelhantes ( $325 \times 10^{-6} \text{m}$  e  $546 \times 10^{-6} \text{m}$ , para a secção construída em *ASIC* e em material tradicional, respectivamente). Contudo, para cargas elevadas (47kN), as deflexões máximas na secção construída com *ASIC* são muito inferiores às verificadas no material natural ( $613 \times 10^{-6} \text{m}$  e  $1240 \times 10^{-6} \text{m}$ , para a secção construída em *ASIC* e em material tradicional, respectivamente). Isto deve-se ao facto do aumento da carga induzir uma maior tensão vertical nos materiais granulares e a esse aumento corresponder, no domínio da tensão de solitação, um maior módulo de deformabilidade no *ASIC* que no *Agregado Granítico*.

Dos resultados obtidos no controlo da deformabilidade da estrutura, realizado através dos ensaios de carga com pneu ao nível das camadas de regularização e desgaste, verificou-se que as deflexões medidas na secção construída com *ASIC* eram em média cerca de 20% inferiores às medidas na secção construída totalmente em material tradicional. A análise dos resultados dos ensaios *FWD*, permitiu concluir que para cargas baixas, não existe uma diferença significativa do desempenho mecânico entre a secção construída em *ASIC* e a secção construída com os materiais tradicionais. Tal acontece, porque para cargas baixas a resposta global do pavimento é controlada pela camada superior (camada de betuminoso) pelo que a degradação da carga se efectua, na sua grande maioria, ao nível desta camada. Dos resultados dos ensaios verificou-se ainda que a tendência verificada anteriormente na camada de base construída totalmente com *ASIC*, se atenua devido ao efeito da degradação de cargas, continuando, contudo, a verificar-se que, para cargas mais elevadas, representativas do tráfego pesado, há um melhor desempenho mecânico da secção em *ASIC*.

Durante este trabalho efectuou-se a correlação entre os módulos de deformabilidade obtidos dos diferentes ensaios realizados. Além disso, compararam-se os módulos de deformabilidade obtidos do ensaio *Geogauge* e *ECP* tomando em linha de conta o nível de deformação. Realizou-se ainda a comparação entre os módulos de deformabilidade obtidos destes dois últimos ensaios com os obtidos em laboratório através dos ensaios triaxiais.

Relativamente às correlações encontradas para os diferentes ensaios realizados aquando do controlo de qualidade da construção do trecho experimental verificou-se que as melhores correlações para os módulos de deformabilidade obtidos nos ensaios *DIP* ou *Portancemètre* em função dos módulos de deformabilidade obtidos do segundo carregamento do ensaio *ECP* ( $EV_2$ ) são do tipo potência e apresentam um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) elevado (0,75 e 0,83, para as relações entre os módulos de deformabilidade determinados através dos ensaios *DIP* e o  $EV_2$  e *Portancemètre* e  $EV_2$ , respectivamente). Além disso, verificou-se ainda que uma relação mais simples, do tipo linear também pode ser utilizada uma vez que se obtiveram valores de  $R^2$  também elevados (0,72 e 0,76, para as relações entre os módulos de deformabilidade determinados através dos ensaios *DIP* e  $EV_2$  e *Portancemètre* e  $EV_2$ , respectivamente) e da mesma ordem de grandeza dos encontrados para as correlações do tipo potência. A correlação dos módulos de deformabilidade obtidos através dos ensaios *Geogauge* e *DIP*, foi só realizada para a secção construída em material tradicional, uma vez que o ensaio *Geogauge* se mostrou pouco fiável na determinação do módulo de deformabilidade do *ASIC*. Não obstante, os resultados obtidos mostraram muita dispersão sendo o valor de  $R^2$  muito baixo (0,2), para uma relação linear.

Da comparação realizada entre os módulos de deformabilidade determinados através do ensaio *Geogauge* e o  $EV_2$ , verificou-se que os módulos de deformabilidade determinados do ensaio *Geogauge* são ligeiramente superiores (em média cerca de 20%) ao módulo de deformabilidade  $EV_2$ . Julga-se que a diferença obtida poder ser devida à diferente profundidade de influência do carregamento envolvida nos dois ensaios.

Da comparação realizada entre os módulos de deformabilidade obtidos dos ensaios *Geogauge* e do ensaio triaxial de curta duração, verificou-se que os módulos de deformabilidade obtidos do último ensaio foram, em média, cerca de 13% superiores aos obtidos com o *Geogauge*. Além disso, verificou-se ainda que, globalmente, a relação entre os módulos de deformabilidade se aproxima mais da unidade quando os valores do teor em água no campo e em laboratório se aproximam (12%), situação já expectável uma vez que neste tipo de material, *Saibro Granítico*, os valores de sucção são importantes.

Da comparação realizada entre os valores dos módulos de deformabilidade do ensaio *ECP* ( $EV_2$ ) e dos ensaios triaxiais, verificou-se que os módulos obtidos nestes últimos são em média cerca de 15% superiores aos módulos  $EV_2$ .

A monitorização do desempenho mecânico, muito particularmente dos assentamentos foi efectuada através da medição dos deslocamentos internos medidos com recurso a varões extensométricos e através da medição dos deslocamentos totais com recurso a marcas superficiais. Da monitorização interna do assentamento no corpo do aterro a uma altura de 1,6m da fundação verificou-se que, embora o assentamento na camada construída com o *Saibro Granítico* seja cerca de duas vezes maior do que na camada construída com o *ASIC*, o valor absoluto dos assentamentos é, em ambos os casos, baixo e inferior ao milímetro (0,24mm na secção construída em *ASIC* e 0,58mm na secção construída em *Saibro Granítico*).

Quanto à evolução dos assentamentos internos da fundação verificou-se que embora o assentamento medido na secção construída com o *ASIC* seja maior do que na secção construída com o *Saibro Granítico*, o máximo valor absoluto dos assentamentos foi também em ambos os casos baixo (1,17mm e 0,53mm no caso da secção construída em *ASIC* e em *Saibro Granítico*, respectivamente). Além disso, verificou-se ainda que apesar do *ASIC* ser insensível à água, como mostraram os resultados em laboratório, a acumulação da água pode alterar o seu estado de tensão e induzir assentamentos na fundação, pelo que a aplicação do *ASIC* sobre terrenos que apresentem baixo módulo de deformabilidade poderá estar condicionada.

Relativamente aos deslocamentos totais medidos (assentamentos) nas marcas superficiais não foi possível retirar conclusões definitivas sobre a deformabilidade dos materiais do aterro, embora se tenha verificado que os assentamentos sejam baixos, da ordem dos milímetros (em termos médios 3,6mm e 3,0mm na secção construída com o *ASIC* e na secção construída em material tradicional, respectivamente). Contudo, em termos de valores médios o assentamento do aterro obtido a partir da diferença entre os valores das leituras topográficas nas marcas superficiais e dos varões extensométricos, é menor na secção construída em *ASIC* (1,18mm) do que na secção construída em *Saibro Granítico* (2,07mm).

A monitorização do desempenho mecânico foi também realizada através da avaliação de capacidade de carga da estrutura (camadas de aterro, leito de pavimento, base, regularização e desgaste) recorrendo a ensaios *FWD*. Dos resultados destes ensaios verificou-se que para cargas baixas, as deflexões, nas diferentes secções, são semelhantes, e que, para cargas elevadas, as deflexões são muito mais baixas na secção construída com o *ASIC* do que na secção construída com materiais tradicionais. Esta constatação corrobora os resultados obtidos aquando do controlo de qualidade de construção.

A monitorização do desempenho mecânico da estrutura foi ainda avaliada através de extensómetros verticais e horizontais. Relativamente à avaliação das deformações verticais de compressão medidas ao nível dos topo da última camada do corpo do aterro e no topo da camada de leito de pavimento, concluiu-se que as maiores deformações verticais de compressão, foram, nas duas primeiras campanhas, mais elevadas nas secções em *ASIC* ( $366,0 \times 10^{-6}$  e  $599,0 \times 10^{-6}$  nos topos da última camada do corpo do aterro e leito de pavimento, respectivamente) do que na secção em material tradicional ( $93,0 \times 10^{-6}$  e  $232,0 \times 10^{-6}$  nos topos da última camada do corpo do aterro e leito de pavimento, respectivamente). Contudo, nas campanhas seguintes, passaram a ser menores, eventualmente devido ao efeito conjugado do melhoramento das características do *ASIC* ( $54,5 \times 10^{-6}$  e  $206,0 \times 10^{-6}$  nos topos, da última camada do corpo do aterro e leito de pavimento, respectivamente) e da degradação das características dos materiais tradicionais ( $356,0 \times 10^{-6}$  e  $708,0 \times 10^{-6}$  no topo, da última camada do corpo do aterro e leito de pavimento, respectivamente).

Da análise dos resultados obtidos na base da camada de regularização para as deformações horizontais longitudinais verificou-se que globalmente a secção construída em *ASIC* apresenta valores de deformações horizontais superiores às observadas na secção

construída totalmente em material tradicional. Esta situação pode ser eventualmente devida à má ligação das camadas de *ASIC* com a camada de regularização. A análise dos resultados permitiu ainda verificar que as deformações horizontais são maioritariamente influenciadas pelo aumento da temperatura. De facto, um aumento da temperatura nas camadas betuminosas provoca uma diminuição do módulo de rigidez do pavimento e consequentemente um aumento da sua flexão.

Finalmente, em termos dos critérios de dimensionamento dos pavimentos, foi possível constatar que a rotura do pavimento na secção em *ASIC* e na secção em material tradicional será condicionada pelo critério das deformações permanentes. Além disso, verificou-se também que a relação entre a tensão de pico dinâmica aplicada através do ensaio *FWD* e a deflexão máxima da estrutura do pavimento, é do tipo linear, ou seja, para o nível de tensões aplicadas a estrutura do pavimento apresenta uma resposta linear.

A avaliação do desempenho ambiental foi efectuada com recurso a dois lisímetros, método de instrumentação pouco comum e pela primeira vez realizado em Portugal nesta aplicação, construídos no trecho experimental em aterro, um na secção construída em *Saibro Granítico* e outro na secção construída em *ASIC*. Os ensaios de lixiviação mostraram que há uma fraca lixiviabilidade do *ASIC* e a sua concentração diminui muito rapidamente, de que fazem prova os resultados obtidos nos sulfatos onde estes diminuíram de 431 mg/l, na primeira amostra (A1 – *ASIC*), para 81 mg/l na última amostra (A11 – *ASIC*), ou seja, cerca de 5 vezes. O valor da conductividade eléctrica, que traduz a concentração iónica na solução, foi um bom indicador global da diminuição da carga iónica no lixiviado, ao baixar de 26,6 mS/cm na primeira amostra para 2,2 mS/cm na última amostra ensaiada. Verificou-se também que o *ASIC* quando aplicado no campo apresenta características mais alcalinas do que em laboratório, traduzidas por um valor de pH de 11,5 e 11,2 nas duas primeiras amostras ensaiadas no campo e de 10,3 na amostra ensaiada em laboratório.

Da comparação dos valores obtidos nos lixiviados nos dois lisímetros, verificou-se que as concentrações das espécies químicas doseadas no lisímetro da secção em *Saibro Granítico* são quase sempre inferiores, por vezes muito inferiores, às concentrações das mesmas espécies químicas doseadas no lisímetro da secção em *ASIC*, como sejam as dos sulfatos e dos cloretos.

Da monitorização ambiental efectuada verificou-se ainda que de entre os vinte parâmetros doseados, todos, exceptuando os nitritos em duas amostras, apresentaram valores menores, por vezes significativamente menores, do que os valores máximos de admissibilidade previstos para os resíduos inertes na legislação em vigor à data da realização dos ensaios. Julga-se que os valores obtidos para os nitritos acima do valor máximo admissível para os resíduos inertes se tratou de uma ocorrência pontual, até porque nas restantes 9 amostras os valores encontrados no campo e em laboratório são semelhantes.

Nestas circunstâncias, o *ASIC*, do ponto de vista da sua lixiviabilidade, é de facto inerte, pelo que a construção de infraestruturas de transporte com o *ASIC* não se prevê que

venham a contribuir para a degradação da qualidade do meio ambiente, designadamente dos solos e das águas superficiais e subterrâneas e que coloquem em risco a saúde pública.

## 8. VALORIZAÇÃO DOS AGREGADOS SIDERÚRGICOS INERTES PARA A CONSTRUÇÃO

### 8.1. INTRODUÇÃO

Como anteriormente referido, a actual política comunitária de gestão de resíduos privilegia, em primeiro lugar a prevenção dos resíduos, em segundo lugar à sua recuperação e, por último, a sua eliminação. Assim, uma vez que a prevenção da produção de escórias de aciaria não é praticável este programa de investigação privilegiou a sua recuperação através de soluções de valorização.

Da bibliografia consultada verificou-se que a utilização dos materiais alternativos em construções de infraestruturas de transporte e obras geotécnicas é recente e as especificações técnicas existentes continuam fortemente associadas às propriedades obtidas com os materiais naturais. Nestes casos, os materiais alternativos devem respeitar os mesmos requisitos que os materiais naturais. Contudo, vem-se observando que tal prática não é adequada, não devendo os materiais alternativos ser estudados através de ensaios empíricos e correlações desenvolvidas para materiais naturais, que não prevêem correctamente o comportamento destes materiais, quando colocados em obra.

Neste capítulo apresenta-se a metodologia de estudo que foi utilizada no estudo da viabilidade de utilização das escórias produzidas nos fornos eléctricos de arco da SN, valorizadas como agregados siderúrgicos inertes, através da sua utilização como material de construção de infraestruturas de transporte. O estudo da viabilidade é efectuado quer a nível ambiental quer a nível mecânico.

O estudo da viabilidade mecânica é efectuado através dos resultados obtidos dos ensaios empíricos e mecanicistas. Além disso, o desempenho do *ASIC* esperado através dos ensaios empíricos e dos ensaios mecanicistas são confrontados com o desempenho observado no campo. Neste capítulo faz-se ainda a comparação das propriedades obtidas no *ASIC* e nos materiais naturais.

## 8.2. METODOLOGIA DE ESTUDO UTILIZADA NO ESTUDO DA VIABILIDADE DE UTILIZAÇÃO DO ASIC EM INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

A metodologia de estudo utilizada para estudar a viabilidade de utilização do ASIC produzido pela Siderurgia Nacional (da Maia e SN do Seixal), na construção de infraestruturas viárias e obras geotécnicas, já foi descrita ao longo deste trabalho. Como se verificou, deu-se prioridade aos ensaios de laboratório relacionados com as propriedades mecânicas e ambientais, bem como aos ensaios de campo, envolvendo monitorização do mesmo tipo de propriedades, seguindo as recomendações mais relevantes dos projectos da Comunidade Europeia (COURAGE 1999, ALT-MAT 1999 e SAMARIS 2005) relacionados com os materiais não tradicionais.

Assim, primeiramente foi realizada a caracterização mecânica e ambiental do ASIC, a qual envolveu um vasto programa experimental, onde se estudaram as propriedades químicas/ambientais (composição química do material e do lixiviado, perda ao rubro e teor em sulfato de magnésio), propriedades índice (geométricas, físicas e mecânicas utilizando ensaios empíricos) e as propriedades mecânicas usando ensaios mecanicistas (relacionadas com a deformabilidade e a resistência).

As propriedades geométricas, referem-se à granulometria, índice de forma (*SI*) e de achatamento (*FI*). Quanto às propriedades físicas determinou-se o equivalente de areia (*EA*), o valor de azul de metileno (*VBS*), os limites de Atterberg designadamente, os limites de liquidez (*LL*) e de plasticidade (*LP*), a densidade das partículas (*Gs*), a massa volúmica ( $\rho$ ) e absorção de água (*Abs*). As propriedades mecânicas correntes determinadas utilizando os ensaios empíricos, referem-se à resistência à fragmentação - Los Angeles (*LA*), à resistência ao desgaste - micro-Deval (*MDe*), à carga pontual, ao esmagamento, ao desgaste em meio aquoso, à fragmentalidade, à degradabilidade, à compactação Proctor normal/*CBR* e à compactação Proctor modificado/*CBR*.

As propriedades mecânicas relacionadas com a compressibilidade, a resistência ao corte e a deformabilidade foram determinadas através de ensaios mecanicistas, os quais caracterizam bem o comportamento mecânico dos materiais. Os ensaios realizados foram o ensaio de compressão unidimensional em provetes de 500mm de diâmetro, o ensaio triaxial saturado consolidado drenado em provetes de 300mm de diâmetro e resistência ao corte em compressão triaxial e triaxial cíclico de precisão de curta e longa duração em provetes de 150mm de diâmetro.

Após a caracterização laboratorial e no sentido de calibrar e validar os resultados laboratoriais, bem como avaliar o desempenho mecânico e ambiental do ASIC quando colocado em obra, e compará-lo com o dos materiais naturais, construiu-se e instrumentou-se um trecho experimental localizado na estrada nacional EN311 entre Fafe e Várzea-Cova. Como já referido no Capítulo 7, o trecho experimental foi construído com três secções distintas, com 10m de comprimento cada e uma altura de aterro de 3m, no mínimo. Assim, construiu-se (1) uma secção onde se utilizaram os materiais naturais, constituída por *Saibro Granítico*, no corpo

do aterro e na camada de leito de pavimento, e por agregado britado de granulometria extensa (*ABGE*) na camada de base (designada por *ABGE + Saibro*); (2) uma outra com *Saibro Granítico*, no corpo do aterro e na camada de leito de pavimento, e *ASIC* na camada de base (designada por *ASIC + Saibro*) e (3) uma última secção com aterro, camadas de leito de pavimento e base em *ASIC* (designada de *ASIC + ASIC*).

Durante a construção do trecho instrumentaram-se as diferentes camadas (aterro, leito de pavimento, base, regularização e desgaste) para comprovar e avaliar o desempenho mecânico e ambiental dos materiais.

A monitorização mecânica realizada refere-se a: a) deslocamentos verticais internos (assentamentos) do corpo do aterro, medidos através de varões extensométricos verticais; b) deslocamentos superficiais verticais (assentamentos), medidos através de marcas superficiais; c) deflexões da estrutura (camadas do pavimento + base +leito de pavimento + aterro), medidas com o deflectómetro de impacto pesado (*FWD*); d) deformações verticais (de compressão) transmitidas ao topo da camada de leito de pavimento e ao topo da última camada de aterro, medidas através de extensómetros verticais; e) deformações horizontais (de tracção) transmitidas à base da camada de regularização, medidas através de extensómetros horizontais (transversais e longitudinais); f) temperaturas da camada de regularização e desgaste, medidas através de termopares.

Durante a construção do trecho experimental procedeu-se ao controle de compactação através dos parâmetros de estado e através da determinação da deformabilidade dos materiais. Os parâmetros de estado dos materiais (peso volúmico e/ou o teor em água *in situ*) foram controlados através dos ensaios correntes utilizados para o efeito, nomeadamente o ensaio de garrafa de areia e estufa e gamadensímetro, utilizados na secção construída em *Saibro Granítico* e o ensaio de membrana e estufa, utilizado no controle de compactação da secção construída em *ASIC*.

Para o controle de compactação realizada através da determinação da deformabilidade dos materiais, foram executados ensaios de controlo pontual, designadamente, o de carga com pneu, o deflectómetro de impacto pesado (*FWD*), o deflectómetro de impacto ligeiro (*DIP*), o *Geogauge* e o de carga estático com placa, e os de controlo em contínuo, o *Portancemètre*.

### **8.3. CARACTERIZAÇÃO AMBIENTAL: ESTUDO DA VIABILIDADE AMBIENTAL**

Para a avaliação das propriedades ambientais do *ASIC* realizaram-se ensaios de lixiviação em laboratório, segundo a norma DIN 38414-S4, sobre 10 amostras do *ASIC da Maia*: 5 com 3 meses de maturação e outras 5 com 6 meses de maturação. Para cada uma das amostras, determinaram-se diversos parâmetros que se entenderam como relevantes para a avaliação do eventual impacto ambiental do *ASIC* quando aplicados na construção de aterros de infraestruturas de transporte, nomeadamente, pH, condutividade eléctrica, cádmio, cobre, crómio total, níquel, chumbo, zinco, cloretos, sulfatos e amónio. Como referido no Capítulo 4, secção 4.4.1, sobre o lixiviado de uma das amostras (com 3 meses de maturação) foram



determinados todos os parâmetros constantes da tabela n.º 3 do ponto 2 do Anexo III do Decreto-Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio. Para a avaliação do potencial poluente do *ASIC*, procedeu-se à comparação das propriedades ambientais obtidas, com os valores máximos de admissibilidade previstos na tabela n.º 3 do ponto 2 do Anexo III do Decreto-Lei n.º 152/2002 para os lixiviados dos resíduos inertes. No Quadro 8.1 apresenta-se a gama de valores dos parâmetros obtidos no lixiviado e os valores máximos de admissibilidade previstos na tabela n.º 3 do ponto 2 do Anexo III do Decreto-Lei n.º 152/2002 para os lixiviados dos resíduos inertes.

Quadro 8.1: Valores dos parâmetros medidos no lixiviado do *ASIC* e valores máximos de admissibilidade para os resíduos inertes previstos no Decreto-Lei n.º 152/2002

<b>Parâmetro</b>	<b>Unidade</b>	<b>Resíduo Inerte (Dec. Lei n.º 152/2002)</b>	<b>Lixiviado do <i>ASIC</i></b>	<b>Classificação do <i>ASIC</i></b>
pH	-	5.5<X<12	9.8 a 11	Inerte
Condt. eléctrica	mS/cm	6<y<50	0,098 a 0,243	Inerte
Cádmio	mg/l	0,1	<0,009	Inerte
Cobre	mg/l	2	<0,025	Inerte
Crómio Total	mg/l	0,5	<0,05	Inerte
Níquel	mg/l	0,5	<0,04	Inerte
Chumbo	mg/l	0,5	<0,06	Inerte
Zinco	mg/l	2	<0,008	Inerte
Cloretos	mg/l	500	<3	Inerte
Sulfatos	mg/l	500	<10	Inerte
Amónio	mg/l	5	<0,13	Inerte
AOX	mg Cl/l	0,3	<0,010	Inerte
Arsénio	mg/l	0,1	<0,0018	Inerte
Cianetos	mg/l	0,1	<0,05	Inerte
COT	mg C/l	40	3,8	Inerte
Crómio VI	mg/l	0,1	<0,05	Inerte
Fenóis	mg/l	1	<0,01	Inerte
Fluoretos	mg/l	5	0,04	Inerte
Mercúrio	mg/l	0,02	<0,002	Inerte
Nitritos	mg/l	3	<0,04	Inerte

Como se pode verificar da análise do Quadro 8.1, de entre os vinte parâmetros doseados, verifica-se que todos apresentam valores menores, por vezes significativamente menores, do que os valores máximos de admissibilidade previstos para os resíduos inertes.

Este mesmo comportamento da lixiviabilidade do *ASIC* em laboratório também foi observado no campo, como se verificou dos resultados apresentados no Capítulo 7, secção 7.8.2. Nestas circunstâncias, os agregados ensaiados, provenientes da escória de aciaria da Siderurgia Nacional, são, do ponto de vista da sua lixiviabilidade, um resíduo inerte, pelo que a construção de infraestruturas de transporte com o *ASIC*, não se prevê que venham a contribuir

para a degradação da qualidade do meio ambiente, designadamente dos solos e das águas superficiais e subterrâneas e que coloquem em risco a saúde pública.

#### **8.4. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA: ESTUDO DA VIABILIDADE DOS ASIC ATRAVÉS DE ENSAIOS EMPÍRICOS**

Nos cadernos de encargos das entidades responsáveis pela administração das infraestruturas de transporte em Portugal ainda não existem especificações e critérios técnicos que permitam avaliar a possibilidade de utilização dos produtos obtidos a partir do processamento de resíduos, nem dos agregados obtidos das escórias de aciaria. Contudo, a nível internacional, como se verificou no Capítulo 2 na Secção 2.11, a utilização dos materiais alternativos em construções de infraestruturas de transporte e obras geotécnicas, é possível se estes materiais respeitarem os mesmos requisitos que os materiais naturais. Por esta razão, de seguida apresentam-se as propriedades do *ASIC* e comparam-se com os valores estabelecidos para os materiais naturais nos cadernos de encargos das Estradas de Portugal para as camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro.

##### **8.4.1. Propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes e classificação**

As propriedades índice (geométricas, físicas e mecânicas correntes) obtidas para o *ASIC da Maia*, o *ASIC do Trecho* e o *ASIC do Seixal* estão apresentadas no Quadro 8.2.

Do Quadro 8.2 verifica-se que o *ASIC* apresenta granulometria extensa, é um material não plástico, com uma massa volúmica seca máxima elevada e um teor em água ótimo baixo, correspondentes a uma energia de compactação pesada, muito pouco degradável e pouco fragmentável e trata-se de um material de boas resistências à fragmentação e ao desgaste. Analisando as diferentes propriedades, verifica-se ainda que, globalmente, os valores encontrados para os três materiais (*ASIC*) são relativamente semelhantes.

O sistema de caracterização do desempenho mecânico dos materiais amplamente utilizado no domínio rodoviário em Portugal é baseado na classificação francesa (XP P 18-540, 1990). Esta classificação classifica os agregados em função dos valores obtidos nos ensaios de Los Angeles (*LA*) e micro-Deval em meio húmido (*MDe*). Segundo a referida norma os agregados podem ser classificados, do ponto de vista mecânico, em 5 classes, onde à classe A (baixos valores de *LA* e *MDe*) pertencem os materiais com melhores propriedades mecânicas e à classe F pertencem os materiais com as piores propriedades mecânicas. No Quadro 8.3 apresentam-se os valores máximos admissíveis para os valores de *LA*, *MDe*, bem como o seu valor conjunto (*LA+MDe*) para cada uma das classes.

Quadro 8.2: Propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes do ASIC

Propriedade	Parâmetros		Valor			
			ASIC			
			Maia	Trecho	Seixal	
Geométricas	Análise granulométrica	Dimensão máxima das partículas: Dmax (mm)	76,1	50,8	38,1	
		Coeficiente de uniformidade: Cu	9,64	13,3	33,2	
		Coeficiente de curvatura: Cc	1,95	2,1	4,3	
	Índice de achatamento: FI (%)		10	5	5	
	Índice forma: SI (%)		7	6	6	
Físicas e Mecânicas	Equivalente de areia: EA (%)		100	-	80	
	Valor de azul de metileno: VBS <sup>(1)</sup> (%)		0	0	0	
	Limites de Atterberg		NP	NP	NP	
	Massa volúmica (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )	material impermeável: $\rho_i$	3,45	3,30	3,31	
		partículas saturadas: $\rho_s$	3,25	3,15	3,05	
		partículas secas: $\rho_d$	3,17	3,09	2,94	
	Absorção de água: Abs (%)		2,59	2,09	3,87	
	Densidade das partículas: Gs		3,26	3,26	3,07	
	Los Angeles: LA(%)		28	-	23	
	Micro-Deval: MDe (%)		11	-	11	
	Resistência à carga pontual para um $\phi$ equivalente de 50mm: $I_{s50}$ (MPa)		2,47	-	-	
	Esmagamento (%)		22,9	-	-	
	Índice de desgaste: $I_{d2}$ (%)		98,4	-	-	
	Proctor modificado	Massa volúmica seca máxima: $\rho_{dOPM}$ (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )		2,43	2,39	2,32
		Teor em água: $w_{OPM}$ (%)		3,45	4,80	5,0
		Índice de Suporte Californiano: CBR (%)	Imediato	72	92	100
			Embebido	48	-	51
			Expansibilidade	0	-	0
	Proctor normal	Massa volúmica seca máxima: $\rho_{dOPN}$ (x10 <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> )		2,23	-	-
		Teor em água: $w_{OPN}$ (%)		3,5	-	-
		Índice de Suporte Californiano: CBR (%)		49	-	-
Fragmentabilidade: FR		1,18	-	-		
Degradabilidade: DG		1,01	-	-		
(1) valor exprimido em gramas de azul por 100g de material						

Quadro 8.3: Classe dos agregados segundo a norma XP P 18-540 (1990)

Classe	LA* e	MDe* e	LA+MDe*
A	20	15	30
B	25	20	35
C	30	25	45
D	35	30	55
E	45	45	80
F	-	-	-
(*) : valor máximo			

O *ASIC da Maia*, apresenta um valor de *LA* igual a 28%, de *MDe* 11% o que somados totalizam 39%, pelo que de acordo com a classificação francesa pertencem à classe C. O *ASIC do Seixal*, apresenta um valor de *LA* 23%, de *MDe* 11%, totalizando a soma dos dois parâmetros 34%, pelo que pertencem à classe B. Assim, de acordo com esta classificação o *ASIC do Seixal* apresenta melhores características mecânicas do que o *ASIC da Maia*.

Actualmente as novas normas europeias também permitem classificar os agregados naturais, e de acordo com a norma europeia EN 13242 (2002), o *ASIC do Seixal* é um agregado MDe<sub>20</sub> e LA<sub>25</sub> e o *ASIC da Maia* é um agregado MDe<sub>20</sub> e LA<sub>30</sub>. Refira-se que estas classificações podem sofrer ligeiras modificações dado que todas as propriedades foram obtidas com as normas/especificações portuguesas comumente utilizadas em Portugal aquando da realização dos ensaios, e não com as normas europeias actualmente em vigor.

#### **8.4.2. Comparação das propriedades índice com os valores estabelecidos para os materiais naturais nos cadernos de encargos das Estradas de Portugal para as camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro**

No âmbito dos aspectos de engenharia, procede-se de seguida à comparação das propriedades índice do *ASIC da Maia*, do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal*, com os valores estabelecidos para os materiais naturais britados e não britados no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal (EP) para as camadas de base, sub-base e leito de pavimento. Procede-se ainda à comparação destas mesmas propriedades com os valores especificados para materiais naturais rochosos no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para a camada de aterro.

O Caderno de Encargos das Estradas de Portugal especifica que os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base e sub-base de pavimento devem ser não plásticos e que os mesmos materiais em camada de leito de pavimento devem apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 25% e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%. Quanto ao índice de achatamento e alongamento o Caderno de Encargos especifica que os materiais naturais a aplicar em camadas de base não deve ultrapassar os 35%. Quanto aos valores de Los Angeles, o Caderno de Encargos especifica que os materiais britados naturais quando

utilizados nas camadas de base e leito de pavimento devem ter um valor máximo de 40%, e quando utilizados na camada de sub-base os valores não devem ser superiores a 45%. Quanto aos valores de equivalente de areia, o Caderno de Encargos especifica que os materiais britados naturais quando utilizados nas camadas de base devem ter um valor mínimo de 50%, quando utilizados na camada de sub-base os valores não devem ser inferiores a 45% e quando utilizados na camada de leito de pavimento não devem ser inferiores a 30%.

O Quadro 8.4 sumaria as propriedades índice do *ASIC da Maia*, do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal* e as especificações dos cadernos de encargos das Estradas de Portugal para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento. Face aos resultados obtidos, conclui-se que o *ASIC da Maia*, o *ASIC do Trecho* e o *ASIC do Seixal* satisfazem os requisitos exigidos nas especificações do Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento.

Quadro 8.4: Propriedades índice do *ASIC* e especificações do Caderno de Encargo das Estradas de Portugal para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento

Propriedade	Parâmetro	ASIC			Valor Admissível		
		Maia	Trecho	Seixal	Leito	Sub-base	Base
Físicas	LL (%)	NP	NP	NP	25*	NP	NP
	IP (%)	NP	NP	NP	6*	NP	NP
	VBS (%)	0	0	0	2*	-	-
	EA (%)	100	-	80	30**	45**	50**
	FI (%)	10	5	-	-	-	35*
	SI(%)	7	6	-	-	-	35*
Mecânicas	LA(%)	28	-	23	40*	45*	40*

\*Valor máximo; \*\*Valor mínimo

Os Cadernos de Encargos das EP especificam ainda fusos granulométricos, nos quais as curvas granulométricas dos materiais devem cair de forma a poderem ser aplicados ao nível das diferentes camadas dos pavimentos. Na Figura 8.1 comparam-se as curvas granulométricas do *ASIC da Maia* do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal* com o fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos das EP para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento. Da figura observa-se que a granulometria do *ASIC da Maia*, do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal* não cai dentro do fuso granulométrico especificado.

Relativamente aos materiais naturais não britados a aplicar em camadas de sub-base e leito de pavimento, o Caderno de Encargos das EP especifica que os materiais devem

apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 25% e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%. Os valores de equivalente de areia devem ser iguais ou superiores a 45% e 30% quando os materiais forem aplicados em camadas de sub-base e leito de pavimento, respectivamente. No caso do material ser aplicado em camada de leito de pavimento o valor de azul de metileno não deve exceder 2,0. Quanto aos valores de Los Angeles, o Caderno de Encargos especifica que os materiais naturais não britados quando utilizados nas camadas de sub-base devem ter um valor máximo de 35%, e quando utilizados na camada de leito de pavimento os valores não devem ser superiores a 45%.

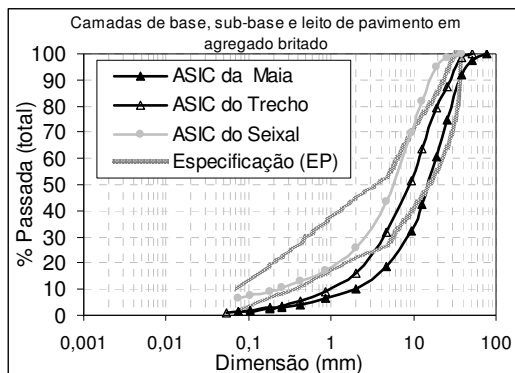


Figura 8.1: Comparação das curvas granulométricas do *ASIC da Maia* do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal* com o fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de base, sub-base e leito de pavimento

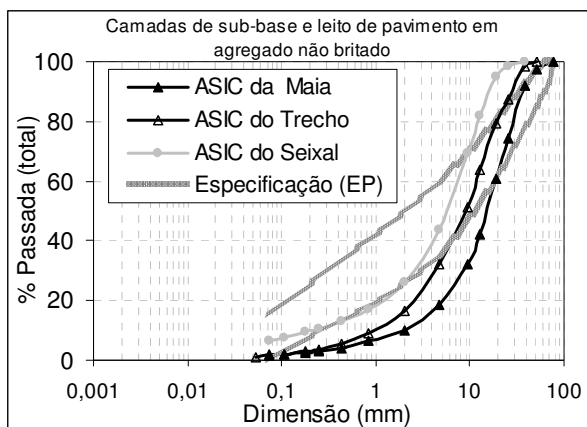
O Quadro 8.5 sumaria as propriedades índice do *ASIC da Maia*, do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal* e as especificações dos Cadernos de Encargos das EP para os materiais naturais não britados a aplicar em camadas de sub-base e leito de pavimento. Face aos resultados obtidos, conclui-se que o *ASIC da Maia*, o *ASIC do Trecho* e o *ASIC do Seixal* satisfazem os requisitos exigidos nas especificações do Caderno de Encargos das EP para os materiais naturais britados a aplicar em camadas de sub-base e leito de pavimento.

Quadro 8.5: Propriedades índice do *ASIC da Maia*, do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal* e as especificações do Caderno de Encargo das Estradas de Portugal para os materiais naturais não britados a aplicar em camadas de sub-base e leito de pavimento

Propriedade	Parâmetro	ASIC			Valor Admissível	
		Maia	Trecho	Seixal	Leito	Sub-base
Físicas	LL (%)	NP	NP	NP	25*	25*
	IP (%)	NP	NP	NP	6*	6*
	VBS (%)	0		0	2,0*	-
	EA (%)	100		80	30**	45**
Mecânicas	LA(%)	28	-	23	45*	35*

\*Valor máximo; \*\*Valor mínimo

Na Figura 8.2 comparam-se as curvas granulométricas do *ASIC da Maia*, do *ASIC do Trecho* e do *ASIC do Seixal* com o fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos das EP para os materiais naturais não britados a aplicar em camadas de sub-base e leito de pavimento. Da figura observa-se que a granulometria do *ASIC* não cai dentro do fuso granulométrico especificado.



Quadro 8.6: Propriedades índice do ASIC e especificações do Caderno de Encargo das Estradas de Portugal para os materiais naturais rochosos a aplicar em camadas de aterro

Propriedade	Parâmetro	ASIC			Valor máximo admissível: Aterro
		Maia	Trecho	Seixal	
Físicas	D <sub>máx</sub> (mm)	76,1	50,8	38,1	800 ou 2/3 espessura da camada
	SI (%)	7	6	6	35
	FI (%)	10	5	5	35
Mecânicas	LA (%)	28	-	23	45
	FR	1,18	-	-	7
	DG	1,01	-	-	20

Face aos resultados obtidos, conclui-se que o *ASIC do Trecho* satisfaz todos os requisitos exigidos nas especificações do Caderno de Encargos das Estradas de Portugal, incluindo a granulometria, para os materiais naturais rochosos a aplicar em camadas de aterro. O *ASIC da Maia* e o *ASIC do Seixal* satisfazem todos os requisitos das especificações do Caderno de Encargos das EP relativos às propriedades físicas e mecânicas.

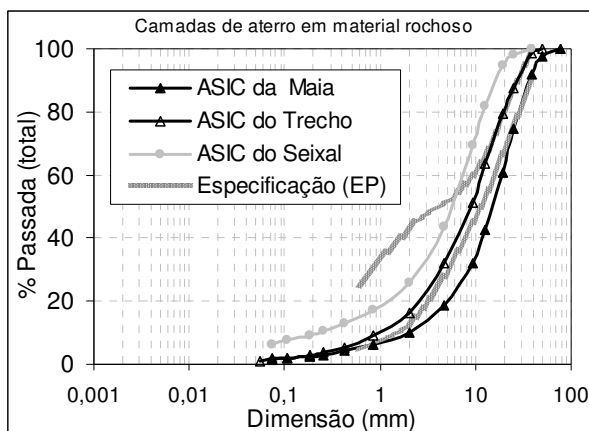


Figura 8.3: Comparação das curvas granulométricas do ASIC com o fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal para os materiais rochosos a aplicar em camadas de aterro

Da análise do Quadro 8.4, do Quadro 8.5 e de Quadro 8.6 verifica-se que os resultados obtidos no *ASIC da Maia*, no *ASIC do Trecho* e no *ASIC do Seixal* caem nos parâmetros especificados para a utilização de material em camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro. Exceptua-se no entanto os parâmetros relacionados com a granulometria nos casos de utilização dos materiais em camadas de base, sub-base e leito de pavimento (ver Figura 8.1, Figura 8.2 e Figura 8.3). A eventual correcção da granulometria poderá vir a melhorar, por um lado, a compactabilidade do material e, por outro, as já apropriadas propriedades mecânicas obtidas para o ASIC. Contudo, apesar desta correcção ser possível é de salientar



que o *ASIC* produzido na Siderurgia Nacional da Maia e do Seixal já foram utilizados no campo e se observou um bom desempenho na compactação. O *ASIC* produzido na SN da Maia foi utilizado nas camadas de aterro, leito de pavimento e base no trecho experimental realizado durante este trabalho de investigação, realizado no itinerário EN 311 entre Fafe/Várzea Cova, e o *ASIC do Seixal* foi utilizado como material de aterro e de leito de via, num ramal ferroviário que liga a Siderurgia Nacional do Seixal à Rede Ferroviária Nacional (Duarte et al., 2009).

## 8.5. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA: ESTUDO DA VIABILIDADE DOS ASIC ATRAVÉS DE ENSAIOS MECANICISTAS

### 8.5.1. Propriedades relativas à compressão uniaxial, resistência ao corte e deformabilidade

No Quadro 8.7 apresentam-se, sucintamente, as propriedades relativas à compressão uniaxial, resistência ao corte e deformabilidade obtidas para o *ASIC da Maia*, o *ASIC do Trecho* e o *ASIC do Seixal*. Relativamente às propriedades de compressão uniaxial verifica-se que o módulo edométrico secante ( $E_{edo}$ ) obtido para o *ASIC da Maia* é muito elevado (2GMPa). Dos resultados obtidos para a resistência ao corte verifica-se que os valores de ângulo de atrito interno de pico,  $\phi_p(^{\circ})$ , para o *ASIC da Maia* e *ASIC do Trecho* são bastante elevados, superiores a  $40^{\circ}$  para o material trancado para a dimensão máxima das partículas igual a 19mm e  $39^{\circ}$  quando se ensaia praticamente o material integral (dimensão máxima das partículas igual a 50,8mm). Estes valores elevados para o ângulo de atrito interno estão de acordo com os encontrados na bibliografia já que normalmente as escórias processadas apresentam um valor de ângulo de atrito interno superior a  $40^{\circ}$ .

Quadro 8.7: Comparação das propriedades relativas à compressão uniaxial, resistência ao corte e deformabilidade obtidas para o *ASIC da Maia*, o *ASIC do Trecho* e o *ASIC do Seixal*

Propriedade	Dmax ensaiada (mm)	Parâmetros	Valor		
			ASIC		
			Maia	Trecho	Seixal
Compressibilidade	50,8	$E_{edo}$ (MPa)	2000	-	-
Resistência ao corte	19,1	$\phi_p(^{\circ})$	42,5	41,0	
		Coesão: c (kPa)	227,6	216	
	50,8	$\phi_p(^{\circ})$	39,0	-	-
		Coesão: c (kPa)	195,7	-	-
Deformabilidade	19,1	$E_{(0,35;1\%; 1500 \text{ kPa})}$ (MPa)	~127	~145	-
	50,8	$E_{(0,35;1\%;1500\text{kPa})}$ (MPa)	~132		
	19,1	$E_{(0,35;4 \times 10^{-5};1500\text{kPa})}$ (MPa)	~3207	~3512	~4035

Relativamente às características de deformabilidade, para se poder comparar os resultados obtidos nos diferentes materiais, os módulos de deformabilidade corrigidos para um índice de vazios de 0,35 e correspondente a um nível de deformação de  $4,5 \times 10^{-5}$ , foram determinados para uma tensão vertical arbitrária de 1500kPa ( $E_{0,35;4 \times 10^{-5};1500\text{kPa}}$ ). A mesma comparação foi feita no caso do módulo de deformabilidade secante correspondente a um nível de deformação de 1% ( $E_{0,35;1\%;1500\text{kPa}}$ ). Como se pode verificar dos resultados apresentados no Quadro 8.7 os valores do módulo de deformabilidade de referência são muito elevados para os dois níveis de deformação, superiores a 3,2GPa e a 130kPa para um nível de deformação de  $4 \times 10^{-5}$  e 1%, respectivamente. Estas características, elevados módulos de deformabilidade, são muito importantes quando se pretendem utilizar os materiais em infraestruturas de transporte.

### **8.5.2. Classificação do ASIC através do comportamento às deformações reversíveis**

Baseando-se nos estudos realizados por Paute et al. (1994), em que estudaram através de ensaios triaxiais cíclicos de longa duração 14 agregados diferentes, em França, foi proposta uma classificação para os agregados naturais que é baseada nos resultados destes ensaios. A aptidão mecânica dos agregados é determinada através dos valores encontrados para dois parâmetros, nomeadamente a deformação axial permanente característica ( $\varepsilon_{1c}$ ) e o módulo de deformabilidade característico ( $E_c$ ). Estes parâmetros são obtidos dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos de longa duração, quando se procede ao estudo do comportamento das deformações reversíveis e em condições específicas de ensaio. De acordo com a norma francesa NF P98-129 (1994), o material é então classificado do ponto de vista mecânico com base no valor do módulo de deformabilidade característico,  $E_c$ , determinado para uma tensão de  $p=250\text{kPa}$  e  $q = 500\text{kPa}$ , e no valor do parâmetro  $\varepsilon_{1c}$ , o qual define a resistência do material às deformações permanentes. O parâmetro  $\varepsilon_{1c}$ , é determinado a partir dos resultados obtidos durante a primeira fase de ensaio, onde se faz o acondicionamento dos provetes e é determinado pela Equação (7. 1) onde  $\varepsilon_{1p}(20000)$  é a deformação permanente axial acumulada até ao ciclo 20 000, ou seja, no final do acondicionamento, e  $\varepsilon_{1p}(100)$  é a deformação permanente axial acumulada nos primeiros 100 ciclos.

$$\varepsilon_{1c} = \varepsilon_{1p}(20000) - \varepsilon_{1p}(100) \quad (7. 1)$$

Os parâmetros ( $E_c$  e  $\varepsilon_{1c}$ ) são obtidos sobre o material compactado para um  $w = w_{\text{OPM}} - 2\%$  (teor em água igual ao ótimo menos 2%) e para uma massa volúmica seca máxima igual a 97% referida à massa volúmica seca máxima do Proctor modificado.

O agregado com um melhor desempenho mecânico será aquele que apresentar uma elevada rigidez e uma baixa susceptibilidade às deformações permanentes. Segundo a norma francesa (NF P98-129, 1994), são definidas 4 classes de materiais, de C1 (excelente) até C4

(marginal). No Quadro 8.8 apresentam-se os valores admissíveis para cada uma das classes dos agregados.

Quadro 8.8: Classes de desempenho dos agregados determinadas a partir de ensaios mecânicos (NF P98-129, 1994)

Classe	Módulo característico: $E_c$ (MPa)	Deformação permanente característica: $\epsilon_{1c}$ ( $10^{-4}$ )
C1	$E_c \geq 500$	$\epsilon_{1c} \leq 100$
C2	$E_c \geq 500$	$100 < \epsilon_{1c} \leq 150$
	$300 \leq E_c < 500$	$\epsilon_{1c} \leq 150$
C3	$E_c \geq 300$	$150 < \epsilon_{1c} \leq 200$
	$120 \leq E_c < 300$	$\epsilon_{1c} \leq 200$
C4	$E_c \geq 120$	$\epsilon_{1c} > 200$

Actualmente, também a norma europeia (EN 13286-7, 2004) especifica procedimentos de ensaio para determinar o comportamento permanente e reversível dos agregados, sob condições que simulam as condições físicas e estados de tensão desses materiais quando colocados nas camadas dos pavimentos e sujeitos a cargas rolantes. Os procedimentos de ensaio permitem, assim, determinar as propriedades mecânicas que podem ser utilizada para classificar a aptidão dos materiais e para calcular a resposta estrutural das estruturas dos pavimentos. Segundo a norma europeia, EN 13286-7 (2004), tal como descrito para a norma francesa, NF P98-129 (1994), a classificação dos agregados é determinada a partir dos valores encontrados para a deformação axial característica e módulo de deformabilidade característico, determinados para um  $w = w_{OPM} - 2\%$  e uma  $\rho_d = 0,97\rho_{OPM}$ . Com base nos valores encontrados para os dois parâmetros são definidas três classes de aptidão mecânica, C1 a C3 (ver Quadro 8.9).

Quadro 8.9: Classes de desempenho dos agregados determinadas a partir de ensaios mecânicos (EN 13286-7, 2004)

Classe	Módulo característico: $E_c$ (MPa)	Deformação permanente característica: $\epsilon_{1c}$ ( $\times 10^{-4}$ )
C1	$E_c \geq 500$	$\epsilon_{1c} \leq 25$
C2	$E_c \geq 500$	$25 < \epsilon_{1c} \leq 60$
	$250 \leq E_c < 500$	$\epsilon_{1c} \leq 60$
C3	$E_c \geq 250$	$\epsilon_{1c} > 60$

Dos ensaios triaxiais cíclicos de longa duração para o estudo do comportamento reversível, realizados sobre o *ASIC da Maia*, obteve-se para a deformação axial característica o valor de  $6,98 \times 10^{-4}$  e um valor para o módulo de deformabilidade característico de 720kPa, determinado para um valor de  $q=475\text{kPa}$  e de  $p=300\text{kPa}$  (próximo aos valores preconizados pelas normas:  $q=500\text{kPa}$  e  $p=250\text{kPa}$ ). De acordo com estes valores o *ASIC da Maia* pertence à classe C1, quer se utilize a classificação propostas pela norma francesa ou europeia. Refira-se, contudo, que a classificação do *ASIC da Maia* foi obtida nas condições de estado previstas nas duas normas ( $w = w_{OPM} - 2\%$ ;  $\rho_d = 0,97\rho_{dOPM}$ ), mas para um procedimento de ensaio com tensão de confinamento constante e não variável, como preconizado pelas normas e no qual se baseiam as classificações propostas. Há, no entanto, a salientar que de acordo com a bibliografia consultada os ensaios com aplicação de tensão de confinamento variável ou constante conduzem a valores do módulo reversível similares, desde que a tensão de confinamento nos ensaios triaxiais com tensão de confinamento constante (150kPa no presente caso) seja igual ao valor médio da tensão normal utilizada nos ensaios triaxiais com tensão de confinamento variável (Brown e Hide, 1975), como se verificou no Capítulo 3.

### 8.5.3. Classificação dos ASIC de acordo com as deformações permanentes

A norma europeia EN 13286-7 (2004), também especifica procedimentos de ensaios para determinar o desempenho dos agregados através do seu comportamento às deformações permanentes. A verificação da viabilidade do material granular a aplicar em camadas dos pavimentos, é feita através da comparação do limite de *shakedown* plástico com a tensão máxima prevista na camada de pavimento. É de lembrar que o limite de *shakedown* plástico delimita o domínio A, ou seja a zona de tensões para as quais se observa um comportamento estável na deformação. O limite de cedência plástico delimita o domínio B, ou seja a zona de tensões máximas para as quais começa a haver rotura do material, isto é, excesso de deformação, para um número elevado de ciclos. Acima do limite de cedência plástico está-se no domínio C, designado de zona de colapso incremental, no qual ocorre rotura para aplicação de um número baixo de cargas cíclicas.

Segundo a norma europeia, se a tensão máxima prevista na camada do pavimento se encontra dentro do domínio A, o material pode ser utilizado, pois apresenta pouco risco quanto à formação de cavados de rodeira. Se a tensão máxima prevista está dentro do domínio B, há um risco moderado quanto à formação de cavados de rodeira pelo que, poderá ser necessário utilizar outro material granular. Quando a tensão máxima prevista na camada do pavimento se encontra no domínio C, o material não poderá ser utilizado e deve ser de imediato rejeitado.

Admitindo que na camada de base está aplicada uma tensão de confinamento de 70kPa e uma tensão vertical máxima de 410kPa (valores encontrados na camada de base sob camada betuminosa fina, inferior a 80mm) verifica-se que o *ASIC da Maia* se encontra no domínio A, apresentando pouco risco à formação de cavados de rodeira (ver Figura 8.4). Há no entanto a salientar que a norma refere que actualmente ainda não há experiência suficiente

para confirmar a fiabilidade da ligação deduzida entre os diferentes domínios, definidos através do ensaio triaxial, e o comportamento observado *in situ*.

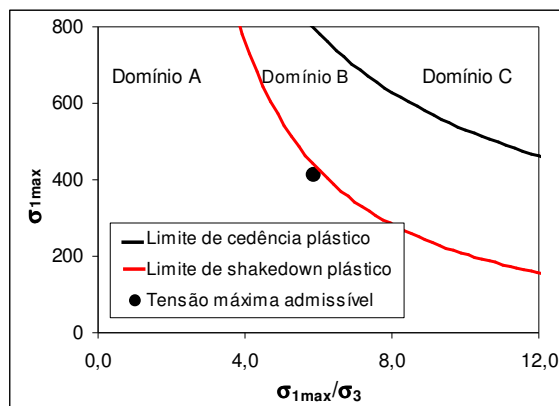


Figura 8.4: Aptidão do ASIC da Maia quando utilizado em camadas de base sob camada betuminosa fina

## 8.6. COMPARAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO ASIC COM OUTROS MATERIAIS

### 8.6.1. Propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes

No Quadro 8.10 comparam-se os valores encontrados para o *ASIC da Maia* e o *ASIC do Seixal*, relativos às propriedades índice (geométricas, físicas e mecânicas correntes), com os publicados na bibliografia para os agregados naturais de diferentes origens geológicas (agregados gnaissico, granítico e calcário) e com as escórias de aciaria de forno eléctrico processadas produzidas pelas siderurgias brasileiras. Os agregados naturais foram estudados no âmbito de um projecto europeu (COURAGE, 1999) excepto o *Agregado Granítico*, designado de AGT, que foi estudado durante este trabalho. Os resultados apresentados para as escórias de aciaria processadas brasileiras foram obtidos por Rhode (2002) e por Lima et al. (2000).

Da análise do Quadro 8.10 verifica-se que os valores encontrados para o *FI* para o *ASIC da Maia* e o *ASIC do Seixal* e o agregado granítico são similares e os valores encontrados para o *LA* do *ASIC da Maia* e agregado granítico são iguais. Os valores de *CBR* determinados são relativamente baixos comparativamente com os valores encontrados para os agregados naturais, mas ainda assim substancialmente superiores aos valores habitualmente especificados nos cadernos de encargos para as camadas de sub-base, leito de pavimento e aterro.

Comparando os resultados obtidos no *ASIC da Maia* e no *ASIC do Seixal* com os obtidos nas duas escórias processadas brasileiras verifica-se que a escória estudada por Rhode (2002), tal como o *ASIC da Maia* e o *ASIC do Seixal*, também apresentam valores de *CBR* baixos (da ordem dos 40%), contrariamente aos valores apresentados por Lima et al. (2000) em que os valores de *CBR* são da ordem dos 140%. Refira-se contudo que no seus estudos Rhode (2002) ao verificar que a escória processada não se enquadrava dentro do fuso

especificado pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) do Brasil, fez uma recomposição da curva granulométrica de forma a se enquadrar no referido fuso e após a sua recomposição obteve valores de CBR muito mais elevados (superiores a 120%). Verifica-se ainda que o *ASIC da Maia* e o *ASIC do Seixal* apresentam valores de índice de achatamento próximos dos obtidos nas escórias de aciaria processadas brasileiras.

Quadro 8.10: Comparação das propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes do *ASIC* com outros materiais

Parâmetro	ASIC		Escória processada		Agregados naturais			
	Maia	Seixal	Rhode (2002)	Lima et al. (2000)	AGn	AGT	AG	AC
LL	NP	NP	-	NP	20	NP	NP	16
IP	NP	NP	-	NP	20	NP	NP	NP
FI	10	5	-	5,5	-	-	-	-
SI	7	6	-	-	30	≤20		17
Gs	3,26	3,07	3,41	3,19	2,62	2,65	3,36	2,71
LA	28	23	41	14	16	35<X≤40	14	19,4
MDe	11	11	-	-	9,8	≤20	-	12,2
$\rho_{dOPM}$ ( $10^3 \text{ kg/m}^3$ )	2,43	2,32	2,36	-	2,19	2,12	-	2,21
$W_{OPM}$ (%)	3,45	5,0	4,76	-	6,25	6,0	-	4,0
CBR (%)	72	100	41	140	270	79	140	-

AGn: Agregado Gnaissico; AG: Agregado Granítico; AGT: Agregado Granítico utilizado no trecho experimental; AC: Agregado Calcário

Da análise do Quadro 8.10 verifica-se ainda que de acordo com a classificação empírica francesa (XP P18-540, 1990) o *ASIC da Maia* pertence à classe C e o *ASIC do Seixal* pertence à classe B, assim como os agregados calcário e gnaissico estudados durante o projecto europeu COURAGE. De acordo com a norma europeia EN 13242 (2002), o *ASIC da Maia* e o *ASIC do Seixal* são ambos  $MDe_{20}$  e  $LA_{25}$  e  $LA_{30}$ , respectivamente. Os materiais naturais estudados durante o Projecto Europeu (agregados calcário, gnaissico e granítico) são  $MDe_{20}$ , tal como o *ASIC da Maia* e o *ASIC do Seixal*. Há contudo a salientar, como referido anteriormente, que as normas utilizadas no estudo do ASIC não foram as normas europeias em vigor, para os quais são propostas estas classificações, pelo que podem sofrer alguma alteração. De acordo com os valores de LA, o agregado calcário e gnaissico são  $LA_{20}$  e o *Agregado Granítico* estudado no projecto europeu e o estudado neste trabalho e utilizado no trecho experimental são  $LA_{30}$  e  $LA_{40}$ , respectivamente. Estas classificações implicam que os

agregados naturais, nomeadamente o agregado calcário e gnaissico, têm propriedades mecânicas superiores ao *ASIC da Maia*.

Na Figura 8.5 apresenta-se a classificação do *ASIC* e de diferentes agregados naturais (estudados durante o Projecto europeu e por Dawson et al., 1996), através dos ensaios mecânicos empíricos (classificação francesa XP P18-540, 1990). Da análise da figura verifica-se mais uma vez que, globalmente, os agregados naturais têm propriedades mecânicas superiores ao *ASIC da Maia*. Contudo, esta avaliação tem que ser considerada com algumas reservas, como se mostrará na secção 8.7.

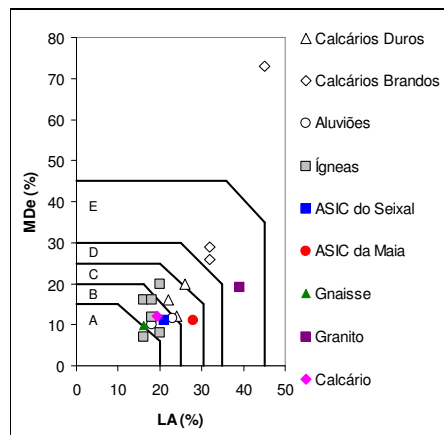


Figura 8.5: Classificação de diferentes agregados através dos ensaios mecânicos empíricos

## 8.6.2. Propriedades de deformabilidade

### 8.6.2.1. Comportamento reversível determinado através de ensaios triaxiais cíclicos de curta duração

Os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade em função da tensão vertical apresentam-se na Figura 8.6 para o *ASIC da Maia*, o *ASIC do Trecho* e o *ASIC do Seixal* e para três materiais naturais utilizados nas camadas de base (*Agregado Granítico 0/31,5 e 0/19* e *Agregado Calcário 0/19*) após a normalização do índice de vazios para um valor igual a 0,35. A normalização dos resultados foi realizada através da Equação (5.10) e a função de índice de vazios utilizada é a dada pela Equação (5.9) (ambas as equações apresentadas no Capítulo 5). A Figura 8.6 demonstra que os valores do módulo de deformabilidade vertical encontrados para o *ASIC da Maia*, o *ASIC do Trecho* e o *ASIC do Seixal* são muito superiores aos encontrados para os agregados naturais. Isto revela que o *ASIC* têm melhores propriedades mecânicas (deformabilidade) que os materiais naturais normalizados para as camadas de base dos pavimentos. O melhor desempenho do *ASIC*, relativamente aos materiais naturais também foi verificado aquando do controlo de compactação e das campanhas de monitorização realizadas no trecho experimental realizado durante este trabalho, como se verificou no Capítulo 7.

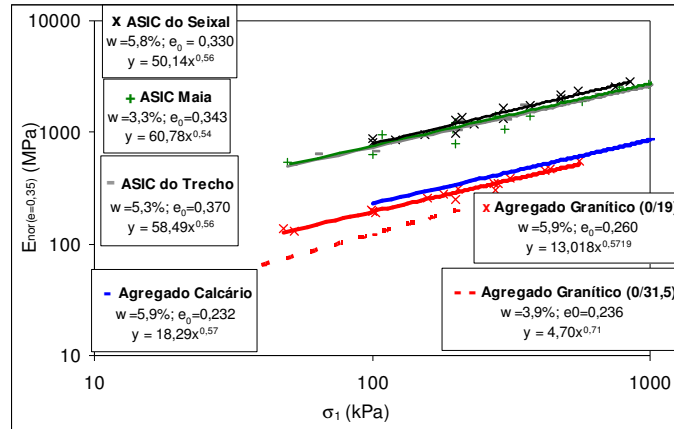


Figura 8.6: Comparação do módulo de deformabilidade do ASIC com os materiais estandardizados para as camadas de base dos pavimentos

### 8.6.2.2. Comportamento reversível determinado através de ensaios triaxiais cíclicos de longa duração

Na Figura 8.7 estão classificados, segundo a norma NF P98 129 (1994), diferentes agregados naturais (resultados obtidos por Paute et al., 1994). Na mesma figura apresentam-se os valores obtidos para uma escória de aciaria processada belga, um agregado calcário e um resíduo de construção e demolição (RCD), cujos resultados foram apresentados por Grégoire et al. (2009). Os valores do módulo característico obtidos Grégoire et al. (2009) foram determinados através do procedimento de ensaio com tensão de confinamento constante e para um valor de  $q=400\text{kPa}$  e de  $p=233\text{kPa}$ . Sobre a mesma figura estão apresentados os valores obtidos para o *ASIC da Maia*.

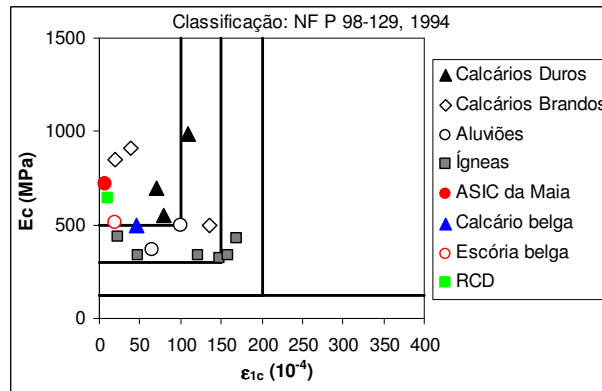


Figura 8.7: Comparação da classe obtida através do ensaio triaxial cíclico de longa duração para o *ASIC da Maia* com diferentes materiais

Da análise da Figura 8.7 verifica-se que o *ASIC da Maia*, bem como os outros dois materiais não naturais (escória de aciaria processada belga e RCD), apresentam um comportamento mecânico superior a muitos dos agregados naturais, nomeadamente os



agregados provenientes de rochas eruptivas (ígneas) e aluviões, que pertencem maioritariamente à classe C2 e C3. O *ASIC da Maia* apresentam ainda um comportamento mecânico superior aos calcários duros, pois apesar de dois deles pertencem à classe C1 o valor para a deformação características é um pouco superior ao valor encontrado para o *ASIC da Maia*.

### 8.6.3. Comportamento às deformações permanentes

Na Figura 8.8 apresentam-se os limites de *shakedown* plástico obtidos para o *ASIC da Maia* e em dois materiais naturais, nomeadamente um cascalho arenosos e um agregado granodiorito. Os resultados apresentados para os materiais naturais foram obtidos por Werkmeister (2003). Como se pode verificar o limite de *shakedown* plástico obtido para o *ASIC da Maia* está acima do encontrado para os dois materiais naturais, o que significa que o *ASIC da Maia* apresenta um melhor desempenho mecânico, isto é, uma menor susceptibilidade à formação de cavados de rodeira quando colocados nas camadas granulares dos pavimentos.

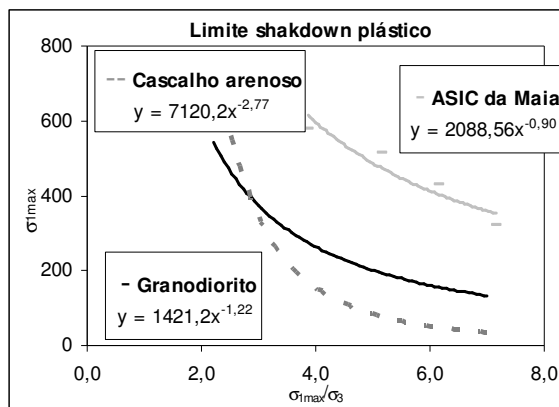


Figura 8.8: Comparação dos limites de *shakedown* plástico entre os *ASIC da Maia* e os materiais naturais

## 8.7. COMPARAÇÃO DA VIABILIDADE DO ASIC DETERMINADA ATRAVÉS DOS ENSAIOS EMPÍRICOS E MECANICISTAS

Na Figura 8.9 apresenta-se a classificação e a comparação dos desempenhos mecânicos do *ASIC* quando se utilizam os ensaios empíricos (LA e MDe) e os ensaios mecanicistas (triaxiais cíclicos). Na mesma figura apresentam-se também o desempenho mecânico do *ASIC da Maia* observado no campo através de ensaios *FWD*.

A partir dos resultados dos ensaios mecanicistas (comportamento às deformações reversíveis e permanentes), obtidos para o *ASIC* e os agregados naturais, verifica-se que o *ASIC* têm um melhor desempenho mecânico do que os materiais naturais e do que o esperado através dos resultados dos ensaios empíricos (CBR, MDe e LA). Estas constatações (melhor desempenho das escórias de aciaria processadas do que os materiais naturais e do que o

esperado através dos ensaios empíricos) também foram verificadas por diversos investigadores (Alvarenga et al., 2001, Lima et al, 2000, Rhode, 2002). O melhor desempenho mecânico do *ASIC*, relativamente aos materiais naturais, foi verificado no campo aquando do controlo de compactação e das campanhas de monitorização realizadas no trecho experimental realizado durante este trabalho, como se verificou no Capítulo 7 e mostra a Figura 8.9 relativa aos resultados obtidos nas campanhas de monitorização que envolveram ensaios *FWD*.

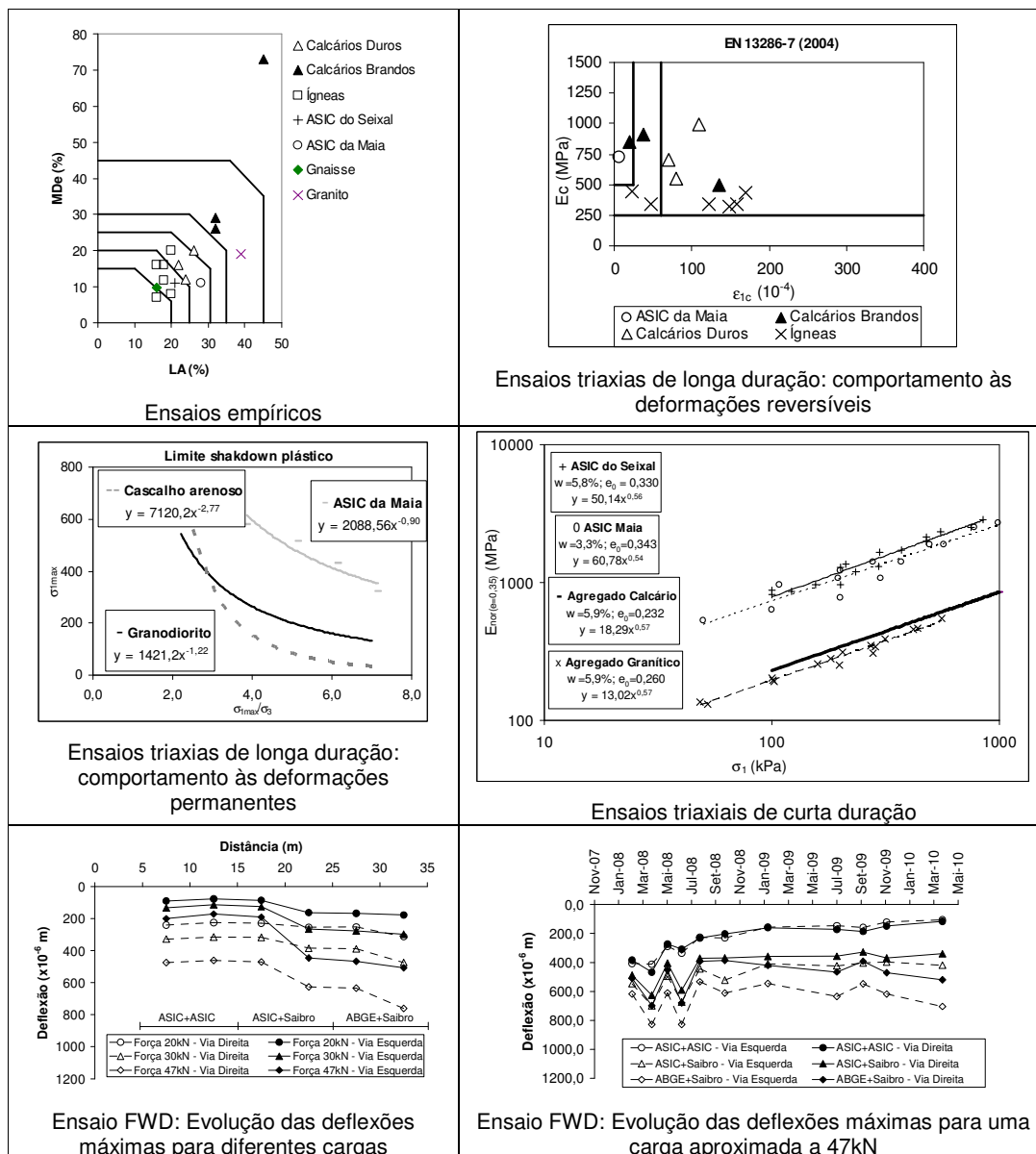


Figura 8.9: A evidência da não correlação entre as classificações baseadas em ensaios empíricos e mecânicos

A classificação mecânica apresentada na norma NF P98-129 (1994) e EN 13286-7 (2004) são muito mais realistas visto que os parâmetros mecânicos que utiliza referem-se ao

comportamento mecânico do material integral, com a sua granulometria e condições de estado (compacidade e teor em água) e não a uma única fracção do material, a qual pode não ser representativa do comportamento global do material.

Também num projecto europeu recente (ALT-Mat, 1999) alguns materiais alternativos mostraram um desempenho mecânico no campo superior ao esperado através dos resultados dos ensaios empíricos. Estas constatações, melhor desempenho no campo do que o esperado através dos ensaios empíricos têm vindo a ser observadas, quer para materiais naturais, quer para materiais alternativos (Paute et al., 1994, Alvarenga et al., 2001, Reid, 2001, Gomes Correia, 2004b, Gomes Correia e Lacasse, 2005). Isto revela a necessidade de alterar os princípios de caracterização dos materiais, dando-se maior ênfase à base racional (aproximação mecanicista) em detrimento aos ensaios empíricos. Consequentemente, o dimensionamento dos materiais deve basear-se em ensaios de performance relacionada, sobretudo quando se estudam novos materiais.

## **8.8. CONCLUSÕES**

Neste capítulo apresentou-se, sucintamente a metodologia de estudo utilizada no estudo da valorização do *ASIC* produzido pela Siderurgia Nacional da Maia e do Seixal quando utilizados em infraestruturas de transporte. Como se verificou, deu-se prioridade aos ensaios de laboratório relacionados com as propriedades ambientais e mecânicas obtidas através de ensaios mecanicistas, bem como aos ensaios de campo, envolvendo monitorização do mesmo tipo de propriedades.

Relativamente às propriedades ambientais do *ASIC* verificou-se que de entre os vinte parâmetros doseados, todos apresentam valores menores, por vezes significativamente menores, do que os valores máximos de admissibilidade previstos para os resíduos inertes. Pelo que nestas circunstâncias a construção de infraestruturas de transporte com estes materiais não se prevê que venham a contribuir para a degradação da qualidade do meio ambiente, designadamente dos solos e das águas superficiais e subterrâneas e que coloquem em risco a saúde pública.

Da comparação das propriedades geométricas, físicas e mecânicas correntes obtidas para *ASIC* com os valores estabelecidos para os materiais naturais nos Cadernos de Encargos das Estradas de Portugal para as camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro verificou-se que o *ASIC* cumpre todos os requisitos, exceptuando no entanto, os parâmetros relacionados com a granulometria nos casos de utilização dos materiais em camadas de base, sub-base e leito de pavimento. Apesar da correcção granulométrica ser possível é de salientar que o *ASIC* já foi utilizado no campo e se observou um bom desempenho na compactação.

Os resultados obtidos dos ensaios mecânicos correntes (*LA* e *MDe*) permitiram classificar o *ASIC* como um material com um desempenho mecânico intermédio. Pelo contrário, os resultados obtidos dos ensaios mecânicos mecanicistas (triaxiais cíclicos de longa duração) permitiu classificar o *ASIC* como material com desempenho mecânico excelente e muito

superiores ao dos materiais naturais, uma vez que apresentam um módulo de deformabilidade reversível característico elevado (720MPa) e deformação permanente axial característica baixa ( $6,98 \times 10^{-4}$ ). Os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração mostraram também que o comportamento mecânico, em termos de deformabilidade, do *ASIC* é muito superior aos dos materiais naturais. Para um índice de vazios de valor igual a 0,35 e uma tensão vertical de 1MPa o módulo de deformabilidade do *ASIC* é 3,5 vezes superior ao *Agregado Granítico* estudado e correntemente utilizado em camadas de base granulares.

Relativamente à avaliação do desempenho do *ASIC* através do seu comportamento às deformações permanentes, verificou-se que estes apresentam um bom desempenho, mesmo quando colocados em camada de base sob camada betuminosa fina (inferiores a 80mm). Além disto, verificou-se ainda que o limite de *shakedown* plástico do *ASIC* se encontra acima do limites de *shakedown* dos materiais naturais, ou seja, o *ASIC* apresenta uma menor susceptibilidade à formação de cavados de rodeira do que os materiais naturais.

Da confrontação dos desempenhos do *ASIC* esperados através dos ensaios mecânicos correntes (empíricos) e dos ensaios mecanicistas com os resultados obtidos no campo verificou-se que o desempenho mecânico no campo é superior ao esperado através dos resultados dos ensaios empíricos. Isto revela a necessidade de alterar os princípios de caracterização dos materiais, dando-se maior ênfase à base racional (aproximação mecanicista) em detrimento aos ensaios empíricos correntes, uma vez que, a caracterização dos materiais feita tradicionalmente e mundialmente utilizada (realizada através de ensaios empíricos) pode ser penalizadora de utilização de novos materiais como foi comprovado pelo caso do agregado processado das escórias.

Face às características mineralógicas, químicas, ambientais geométricas, físicas e mecânicas, observadas nos ensaios em laboratório e nas aplicáveis nos ensaios no campo, foi possível considerar que o *ASIC* produzido na Siderurgia Nacional da Maia e do Seixal são materiais que podem ser utilizados nas infraestruturas de transporte e obras geotécnicas e competir com os agregados naturais.

Em conclusão, pode ainda dizer-se que este programa de investigação contribuiu para o desenvolvimento de políticas de construção sustentável, uma vez que permite reduzir as quantidades de resíduos a depositar em aterro e além disso, a implementação de um novo mercado económico de materiais reciclados a nível nacional e a preservação dos materiais naturais não renováveis.



## 9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 9.1. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido nesta tese veio na continuidade de diferentes projectos, tais como, COST 337, COURAGE, ALT-MAT, SAMARIS e dois projectos de cooperação bilateral com a Ecole Centrale Paris (ECP), nomeadamente, o projecto N<sup>o</sup> 604B4, *Mise au point d'un outil de calcul numérique pour les routes et voies ferrées à grande vitesse*, e *Sécurité des infrastructures routières et ferroviaires vis-à-vis des changements climatiques*. Além disso, este trabalho contribuiu também parcialmente para dois projectos de investigação da FCT: POCI/ECM/61114/2004 – *Interacção solo-via férrea para comboios de alta velocidade* e o PPCDT/ECM/56952/2004 – *Aplicação de resíduos em infraestruturas de transportes e obras geotécnicas – Valorização de escórias de aciaria*.

As principais contribuições deste trabalho foram muito particularmente no âmbito da valorização dos agregados processados das escórias negras produzidas no forno de arco eléctrico da Siderurgia Nacional (da Maia e do Seixal), concretizando-se na sua utilização como agregado siderúrgico inerte para a construção de infraestruturas de transporte e obras geotécnicas. Trata-se portanto, de um contributo no âmbito da actual política de gestão integrada de resíduos, que privilegia a reciclagem em detrimento da deposição em aterros de resíduos.

Seguidamente apresentam-se os aspectos mais relevantes do estudo realizado, muitos deles pioneiros, que permitiram o sucesso do programa de investigação.

#### **9.1.1. Conclusões do programa experimental em laboratório relativas à valorização do ASIC**

##### *i) Caracterização mineralógica, química e ambiental*

A caracterização mineralógica e química em laboratório do ASIC envolveu a realização de vários ensaios para estudar as propriedades químicas e mineralógicas e ainda a estabilidade com a temperatura. No caso dos resíduos é necessário fazer-se a caracterização ambiental

com o objectivo de aferir o potencial poluente do material para o meio ambiente. Neste sentido, avaliou-se ainda, o potencial poluente para o meio ambiente e para a saúde pública.

A análise mineralógica realizada por difracção de raios X identificou, no caso do *ASIC da Maia*, a presença de wustite ( $\text{Fe}_{0,965}\text{O}$ ), hematite ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), kirschsteinite ( $\text{Ca}(\text{Fe}_{0,69}\text{Mg}_{0,31})\text{SiO}_4$ ) e akermanite ( $\text{Ca}_2\text{Mg}(\text{Si}_2\text{O}_7)$ ). No *ASIC do Seixal* detectou-se também a wustite ( $\text{Fe}_{0,965}\text{O}$ ), o silicato de cálcio ( $\text{Ca}_2\text{SiO}_4$ ) e ghelenite ( $\text{Ca}_2\text{Al}(\text{AlSiO}_7)$ ).

A análise à composição química do *ASIC*, obtida por espectrometria de fluorescência de raios X, mostrou que estes são maioritariamente constituídos por óxido de ferro (30,40% - 48,23%), óxido de cálcio (23,80% - 35,21%) e óxido de silício (11,96% - 15,72%).

A estabilidade do *ASIC* com a temperatura foi estudada através dos ensaios sulfato de magnésio e perda ao rubro que mostraram que se trata de um material com muito boa estabilidade térmica, tanto a baixas, como a elevadas temperaturas e boa estabilidade no tempo.

A avaliação do potencial poluente do material para o meio ambiente e para a saúde pública foi efectuada através de ensaio de lixiviação. Os valores da composição química do lixiviado foram comparados com os valores limite de lixiviação para resíduos admissíveis em aterros para resíduos inertes, previstos na tabela nº 3, do Anexo III, do Decreto-Lei nº 152/2002. Desta comparação, concluiu-se que o *ASIC* se fosse um resíduo era admissível em aterros para resíduos inertes.

#### *ii) Caracterização mecânica*

A caracterização mecânica em laboratório dos materiais em estudo, nomeadamente o *ASIC* e os dois materiais naturais (*Saibro Granítico* e *Agregado Granítico*) envolveu o estudo das propriedades índice (geométricas, físicas e mecânicas correntes) e das propriedades mecânicas, designadamente a resistência, a compressibilidade e a deformabilidade (comportamento reversível e às deformações permanentes). Note-se, que o estudo dos comportamentos reversível e às deformações permanentes é muito importante, uma vez que estes são os comportamentos de maior relevância quando se pretendem aplicar os materiais nas infraestruturas de transporte.

Do estudo concluiu-se que o *ASIC* que se trata de um material de granulometria extensa, não plástico, e com massa volúmica seca máxima elevada (da ordem dos 2,3 a  $2,4 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ ) e teor em água óptimo baixo (entre 3,5 a 5,0%), ambas correspondentes à energia do ensaio Proctor modificado. É um material muito pouco degradável e pouco fragmentável, com boas resistências à abrasão e ao desgaste, traduzidas por um valor de Los Angeles da ordem dos 25% e um valor de micro-Deval de 11%.

Quanto aos materiais naturais verificou-se que o *Agregado Granítico* é um material com granulometria extensa, apresenta boa resistência ao desgaste e resistência média à abrasão ( $\text{MDe}_{20}$  e  $\text{LA}_{40}$ , respectivamente). O *Saibro Granítico* é um solo com comportamento excelente quando utilizado em camadas do corpo do aterro dos pavimentos, uma vez que se trata de um

material com um bom desempenho mecânico (índice de suporte californiano imediato de 30%) e pouco sensível à água.

O estudo das propriedades de resistência do *ASIC da Maia* envolveu a realização de ensaios triaxiais convencionais utilizando duas câmaras, uma de grande dimensão (150mm de diâmetro), onde se ensaiou o material truncado para a dimensão máxima das partículas igual a 19mm, e outra de muito grande dimensão (300mm de diâmetro), onde se ensaiou praticamente o material integral (dimensão máxima das partículas igual a 50,8mm). Os ensaios foram realizados recorrendo a dois procedimentos de ensaio distintos. Num dos procedimentos, designado de multi-estágios, foram aplicados diferentes níveis de tensão sobre o mesmo provete. No outro, o procedimento convencional, aplicou-se um único estágio de tensão.

Dos resultados obtidos verificou-se que o *ASIC* é um material com boa resistência ao corte, traduzida por valores de ângulo de atrito interno de pico elevados: superiores a 40° no caso do material truncado e a 39° no caso do material integral. Quanto aos valores de coesão obteve-se um valor de 210kPa para o material truncado e 193kPa para o material integral.

A análise dos resultados permitiu ainda concluir que o ângulo de atrito interno de pico obtido do procedimento triaxial multi-estágios é da mesma ordem de grandeza do obtido através do procedimento de ensaio estágio simples, pelo que em futuros estudos a determinação deste parâmetro poderá ser efectuada utilizando este procedimento, mais simples e menos demorado do que o procedimento multi-estágios.

O estudo das propriedades de resistência dos materiais naturais envolveu igualmente a realização de ensaios triaxiais convencionais utilizando câmara triaxial de 150mm, para o *Agregado Granítico* e de 100mm, para o *Saibro Granítico*. Dos resultados obtidos verificou-se que, quer o *Agregado Granítico*, quer o *Saibro Granítico* são materiais com elevada resistência ao corte, traduzida por um valor de ângulo de atrito interno de pico elevado (40° e 37°, respectivamente). Quanto aos valores de coesão foram de 44,4kPa para o *Agregado Granítico* e 27,1kPa para o *Saibro Granítico*.

O estudo da compressibilidade envolveu a realização de um ensaio de compressão unidimensional em câmara de 500mm de diâmetro. Dos resultados obtidos do ensaio concluiu-se que o *ASIC* apresenta uma muito baixa compressibilidade traduzida por um módulo edométrico secante muito elevado ( $E_{edo} = 2\text{GPa}$ ) e que a molhagem do material não influencia a curva tensão/deformação.

O estudo da deformabilidade, no que respeita ao comportamento reversível dos materiais, foi efectuada no domínio linear e não linear. O estudo do comportamento reversível, linear, foi efectuada com recurso a ensaios triaxiais cíclicos de curta duração (envolvendo um pequeno número de ciclos), e o estudo do comportamento reversível, não linear, foi efectuada com recurso a ensaios triaxiais cíclicos de longa duração (envolvendo um grande número de ciclos). Estes ensaios foram realizados em câmara triaxial de 150mm de diâmetro, instrumentada internamente (força e deslocamentos), com aplicação de tensão de confinamento constante. A instrumentação da câmara foi efectuada durante este trabalho. Os



ensaios triaxiais cíclicos de longa duração, só realizados sobre o *ASIC da Maia*, foram efectuados segundo um procedimento de ensaio normalizado que inclui duas fases: na primeira fase aplica-se ao provete um acondicionamento cíclico, que consiste na aplicação de 20 000 ciclos com uma tensão  $\sigma_3 = 70\text{kPa}$  e um  $\Delta q = 340\text{kPa}$ ; na segunda fase aplicam-se sobre o mesmo provete uma série de carregamentos (100 ciclos), segundo diferentes trajectórias de tensão.

Relativamente ao comportamento reversível e linear (envolvendo uma deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$ ), verificou-se que o nível de tensão tem uma grande influência nos valores do módulo de deformabilidade, descrita por uma lei do tipo potência e o módulo de deformabilidade vertical é influenciado pela tensão aplicada apenas nessa direcção. Para além disso, a normalização do módulo de deformabilidade para o mesmo índice de vazios e para o mesmo nível de tensão mostrou que o *ASIC* exhibe uma rigidez muito mais elevada do que os materiais naturais. Para um índice de vazios de valor igual a 0,35 e uma tensão vertical de 1MPa, o módulo de deformabilidade do *ASIC* é cerca de 3,5 vezes superior ao *Agregado Granítico* estudado e correntemente utilizado em camadas de base granulares não ligadas.

Com o procedimento de ensaio realizado nos ensaios triaxiais cíclicos de curta duração foi ainda possível avaliar a influência do nível de deformação no módulo de deformabilidade secante (curvas de degradação). Dos resultados obtidos verificou-se que no caso do *ASIC* e do *Agregado Granítico*, as curvas de degradação começam aproximadamente com um patamar (até um nível de deformação da ordem dos  $5 \times 10^{-4}$ ), seguido por vezes de um ligeiro aumento do módulo de deformabilidade secante, até um determinado nível de deformação, para depois diminuírem com o aumento da deformação. Este comportamento é típico dos materiais granulares naturais quando bem graduados e bem compactados. Do estudo verificou-se ainda que, em particular para o *ASIC*, o módulo de deformabilidade secante correspondente a um nível de deformação da ordem dos  $4 \times 10^{-5}$  e a uma tensão de referência de 1MPa é cerca de 23 vezes superior ao módulo de deformabilidade secante correspondente a um nível de deformação de  $1 \times 10^{-2}$ . No caso do *Saibro Granítico* observou-se o comportamento usual dos solos, isto é, após um ligeiro patamar (até um nível de deformação de cerca dos  $4 \times 10^{-5}$ ), o módulo de deformabilidade secante diminui drasticamente com o aumento do nível de deformação e as curvas de degradação, depois de normalizadas, são independentes da tensão de confinamento.

Relativamente ao comportamento reversível e não linear e no que se refere ao acondicionamento, verificou-se que a estabilização das deformações ocorre a partir da aplicação de cerca dos 4 000 ciclos e o módulo de deformação reversível após a estabilização das deformações é cerca de 600MPa. Da análise dos resultados obtidos na segunda fase do ensaio foi possível estabelecer a influência do nível de tensão no módulo de deformabilidade e no coeficiente de Poisson reversíveis. Dos resultados do ensaio verificou-se que, tal como acontece nos materiais naturais, a influência do nível de tensão no módulo de deformabilidade reversível é traduzida por uma lei potência e no coeficiente de Poisson é traduzida por uma lei

polinomial. Verificou-se ainda que o coeficiente de Poisson aumenta com o aumento da tensão vertical e com a diminuição da tensão de confinamento.

O estudo do comportamento às deformações permanentes, só realizado sobre o *ASIC da Maia*, foi efectuado também através de ensaios triaxiais cíclicos de longa duração, normalizados de acordo com a EN 13286-7 (2004). De acordo com esta norma, os ensaios são efectuados com dois procedimentos distintos, multi-estágios (aplicação de sucessivas e várias seqüências de cargas cíclicas, com a mesma razão de  $\Delta q/\Delta p$ , com 10 000 ciclos cada, mas com aumento de amplitude da tensão de desvio) e o procedimento tradicional (aplicação de 80 000 ciclos para um único estágio de tensão).

Relativamente ao comportamento às deformações permanentes seguindo o procedimento de ensaio multi-estágio, no particular da análise relativa à evolução das deformações permanentes com o número de ciclos e com os níveis de tensão, verificou-se que para baixos níveis desta, e tal como verificado na fase do acondicionamento para o estudo do comportamento reversível, o material começa por exibir deformações permanentes durante os primeiros ciclos de carga, para de seguida estabilizarem, pelo que a resposta do material é essencialmente reversível e não linear. Verificou-se também que no caso de trajectórias de tensão elevadas, nomeadamente para  $\sigma_3 = 70\text{kPa}$  e  $\Delta q = 555\text{kPa}$ , para  $\sigma_3 = 150\text{kPa}$  e  $\Delta q = 495\text{kPa}$  e para  $\sigma_3 = 150\text{kPa}$   $\Delta q = 595\text{kPa}$ , cujos valores de tensão de desvio,  $q$ , se situam em média a cerca de 36% do valor de  $q$  na ruptura, as deformações permanentes crescem continuamente até, eventualmente, à ruptura do material. Além disso, verificou-se ainda que para muito baixos níveis de tensão ( $\sigma_3 = 20\text{kPa}$ ), os quais induzem baixos valores de deformação (inferior a  $4 \times 10^{-4}$  para o material estudado), as medições devem ser realizadas internamente, sobretudo no estudo de novos materiais onde a avaliação das deformações permanentes permanece um tema em investigação. No caso de tensões mais elevadas, as quais induzem maiores deformações, a leitura da deformação pode ser efectuada externamente, tal como é subentendido da norma europeia.

Quanto ao comportamento às deformações permanentes avaliado através do procedimento de ensaio estágio único, verificou-se que, tal como no procedimento multi-estágios, no caso de se aplicarem baixos níveis de tensão, o material começa por exibir deformações permanentes, estabilizando estas para cerca de 10 000 ciclos.

Da comparação entre os valores de deformação permanente obtidos nos dois procedimentos, verificou-se que eram inferiores no caso do ensaio realizado através do procedimento multi-estágios. Contudo, não foi possível retirar conclusões definitivas, uma vez que para essa diferença nos valores de deformação pode ter contribuído o facto dos provetes ensaiados terem índice de vazios ligeiramente diferentes.

Os resultados obtidos dos ensaios triaxiais de longa e curta duração realizados mostraram ainda que o equipamento desenvolvido está apto, por um lado, para realizar ensaios de acordo com o preconizado na norma EN 13286-7 (2004), no estudo do comportamento reversível e às deformações permanentes com aplicação da tensão lateral

constante e, por outro, para avaliar o comportamento reversível e linear dos materiais com dimensão máxima das partículas da ordem dos 20mm.

### **9.1.2. Conclusões do programa experimental de laboratório para o estudo da influência do índice de vazios e da composição granulométrica no módulo de deformabilidade dos materiais granulares (domínio das pequenas deformações)**

O índice de vazios,  $e$ , é um parâmetro que influencia significativamente o módulo de deformabilidade dos materiais, particularmente dos materiais granulares. Assim, as expressões de previsão do módulo de deformabilidade integram, uma função que é dependente do índice de vazios. Com base no estudo realizado, com granulometrias envolvendo areias e cascalhos e para índices de vazios a variar entre 0,232 a 0,872, foi proposta uma nova função de índice de vazios, que incorpora um factor que depende da composição granulométrica dos materiais. A nova proposta para a função do índice de vazios,  $F(e)$ , é do tipo exponencial e o expoente depende do valor do coeficiente de uniformidade ( $F(e) = e^{0,844Cu^{0,127}}$ ). Esta proposta, original, mostra que a função de índice de vazios correntemente utilizada para as areias não poderá ser extrapolada para outros materiais que envolva fracção com material superior à areia.

A influência da composição granulométrica no módulo de deformabilidade, é identificada também como de grande importância. Neste particular, e para granulometrias combinando dimensões médias ( $D50$ ) a variarem de 0,41mm a 18mm, concluiu-se que para a mesma dimensão máxima das partículas, o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento de  $D50$  e à medida que a dimensão máxima diminui, a influência de  $D50$  no módulo de deformabilidade é maior. Além disso, verificou-se também que para o mesmo  $D50$ , o módulo de deformabilidade diminui com o aumento da dimensão máxima.

### **9.1.3. Conclusões do programa experimental de campo**

#### *i) Comportamento mecânico observado durante a fase de construção*

A compactação das camadas do aterro experimental com recurso a um cilindro vibrador HAMM 3214 V3 foi otimizada experimentalmente para a espessura da camada, de 0,40m, e para o número de passagens do cilindro: 10, na secção construída em *ASIC* e 8 na secção construída em material tradicional. Esta energia de compactação em obra conduziu aos requisitos de compactação pretendidos em termos de massa volúmica seca e teor em água. O controlo destes parâmetros com recurso ao ensaio de membrana e gamadensímetro permitiu verificar que o gamadensímetro não é aplicável ao *ASIC*. Dos ensaios utilizados para o controlo da deformabilidade dos materiais (*DIP*, *ECP*, *FWD*, *Geogauge*, carga com pneu e *Portancemètre*), revela-se a importância da utilização do ensaio *Portancemètre* e o mau desempenho do ensaio *Geogauge*.

Os resultados obtidos com todos os ensaios, à excepção do *Geogauge*, mostraram que, na generalidade, a rigidez na secção construída com *ASIC* é superior à obtida na secção construída em material tradicional (cerca de 50% no caso dos ensaios *ECP*, *DIP* e *FWD* para elevados níveis de carga (47kN), cerca de 25% no caso do ensaio *Portancemètre* e cerca de 60% no caso do ensaio de carga com pneu).

O desempenho mecânico da estrutura do pavimento construído sobre as secções experimentais em *ASIC* e material tradicional, avaliada com recurso a ensaios de carga com pneu, mostrou que este é melhor sobre a secção construída em *ASIC* do que sobre a secção construída em material tradicional (deflexão máxima medida na secção em *ASIC* cerca de 20% inferior à medida na secção com material tradicional). Esta mesma avaliação com ensaios *FWD* permitiu concluir que para cargas baixas (20kN), não existe diferença significativa do comportamento entre a secção construída em *ASIC* e em material tradicional. As deflexões máximas obtidas sobre a camada de desgaste na secção em *ASIC* mostraram ser inferiores em cerca de 4% às obtidas na secção em material tradicional. Todavia, para cargas mais elevadas (47kN), para as quais são induzidos maiores níveis de tensão e deformação, verificou-se um melhor desempenho mecânico da secção em *ASIC*, traduzido por deflexões máximas inferiores em cerca de 20% em relação às obtidas na secção em material tradicional.

A base de dados obtida dos resultados dos diferentes ensaios em termos de módulo de deformabilidade permitiu, por um lado, estabelecer correlações entre resultados desses ensaios e, por outro, comparações com os resultados dos ensaios de laboratório (triaxiais). No que concerne às correlações entre os resultados dos ensaios de campo concluiu-se que: (i) as correlações entre os ensaios *DIP* ou *Portancemètre* e os módulos de deformabilidade obtidos do segundo carregamento do ensaio *ECP* ( $EV_2$ ) são do tipo potência; (ii) o módulo de deformabilidade obtido do ensaio *Geogauge* é cerca de 20% superior ao módulo de deformabilidade  $EV_2$  obtido do ensaio *ECP*, quando se leva em linha de conta o nível de tensão e deformação envolvido em cada ensaio.

No que respeita à comparação dos ensaios de campo (*Geogauge* e *ECP*) com os ensaios triaxiais verificou-se que: (i) os módulos de deformabilidade obtidos do ensaio triaxial de curta duração foram em média cerca de 13% superiores aos obtidos com o *Geogauge*; (ii) os módulos de deformabilidade obtidos do ensaio triaxial são em média cerca de 15% superiores ao módulo  $EV_2$ .

#### *ii) Comportamento mecânico observado após a fase de construção*

A monitorização do desempenho mecânico dos materiais de aterro ao longo de dois anos foi efectuada com recurso a marcas superficiais e varões extensiométricos. Os assentamentos totais finais obtidos das medições efectuadas nas marcas superficiais foram, em termos médios, de 3,6mm e 3,0mm na secção construída com *ASIC* e na secção construída em material tradicional, respectivamente. Contudo, estes resultados não permitiram retirar conclusões definitivas em virtude da variação de valores observados em cada uma das marcas

superficiais que instrumentam as secções. Resultados que podem ser justificados pelo maior assentamento da fundação sob a secção em *ASIC*. Aliás, esta situação verificou-se devido à ocorrência de uma acumulação de água excepcional, o que terá contribuído para diminuir o módulo de deformabilidade da fundação. Este resultado alerta para o cuidado a ter na construção de aterros com o material *ASIC* sobre fundações de baixa capacidade de carga. Na realidade, quando analisado o comportamento interno apenas da camada de aterro com recurso aos varões extensométricos colocados no corpo de aterro verificou-se que o assentamento deste, com 1,6m de possança acima da fundação, é cerca de duas vezes maior no material tradicional do que no *ASIC*.

Além disso, verificou-se ainda que, em termos médios, o assentamento do aterro obtido a partir da diferença entre os valores das leituras topográficas nas marcas superficiais e dos varões extensométricos, foi menor na secção construída em *ASIC* (1,18mm) do que na secção construída em *Saibro Granítico* (2,07mm).

A monitorização do desempenho mecânico dos materiais incorporando a estrutura do pavimento ao longo de dois anos foi efectuada com recurso a ensaio *FWD* sobre a camada de desgaste do pavimento e a extensómetros colocados no topo da última camada de aterro e do topo da camada do leito do pavimento e na base da camada betuminosa de regularização.

Relativamente aos resultados dos ensaios *FWD* verificaram-se ao longo do tempo as mesmas tendências observadas na fase de construção do trecho experimental.

No que concerne ao desempenho mecânico dos materiais avaliado com os extensómetros verificou-se que, sob diferentes níveis de carga aplicados pelo ensaio *FWD*, as deformações verticais de compressão medidas ao nível dos topo da última camada do corpo do aterro e no topo da camada de leito de pavimento, foram, nas duas primeiras campanhas de medição mais elevadas na secção em *ASIC* do que na secção em material tradicional. Contudo, nas campanhas seguintes, passaram a ser menores, eventualmente devido ao efeito conjugado do melhoramento das características do *ASIC* e da degradação das características dos materiais tradicionais.

Relativamente à avaliação das deformações horizontais de tracção, medidas ao nível da base da camada de regularização, verificou-se que estas foram maiores na secção construída em *ASIC* do que na secção construída em material tradicional. Esta situação poderá dever-se à má ligação entre a camada betuminosa (regularização) e de *ASIC*, situação que deverá merecer uma análise em estudos futuros.

### *iii) Comportamento ambiental observado após a fase de construção*

Para observação e monitorização do comportamento ambiental instalaram-se durante a fase de construção dois lisímetros, um na secção em *ASIC* e outro na secção em material tradicional, experimentação que é considerada inovadora em Portugal. Os resultados da monitorização do desempenho ambiental realizada ao longo de um ano permitiram concluir que os valores de lixiviação do *ASIC* são inferiores aos valores limites de lixiviação previstos no Decreto-Lei nº

153/2002, exceptuando-se o dos nitritos em duas amostragens que foi superior ao legislado, que se julgam ser resultados pontuais. Os ensaios mostraram também que havia uma fraca lixiviabilidade do *ASIC* e a sua concentração diminuía muito rapidamente desde a fase inicial da lixiviação. O valor da condutividade eléctrica, que traduz a concentração iónica na solução, foi um bom indicador global da diminuição da carga iónica no lixiviado.

Da comparação dos valores obtidos nos lixiviados nos dois lisímetros, ao longo de um ano de monitorização, verificou-se que as concentrações das espécies químicas doseadas no lisímetro da secção em *Saibro Granítico* são quase sempre inferiores às concentrações das mesmas espécies químicas doseadas no lisímetro da secção em *ASIC*, como sejam as dos sulfatos e dos cloretos.

Pelos dados obtidos, pode então concluir-se que os resultados de lixiviação observada em campo corroboram os resultados laboratoriais, pelo que o *ASIC* não representa um risco para o meio ambiente nem para a saúde pública.

#### **9.1.4. Conclusões relativas à valorização do ASIC**

Uma vez que quando os materiais são aplicados nas vias rodoviárias, a rigidez e o comportamento às deformações permanentes são as propriedades mecânicas mais importantes, os materiais devem ser classificados em função destas mesmas propriedades. No caso do *ASIC*, o estudo realizado sobre o comportamento reversível através dos ensaios triaxiais cíclicos de longa duração, utilizando uma tensão lateral constante, permitiu determinar os parâmetros utilizados na classificação mecanicista, nomeadamente o módulo de deformabilidade reversível característico,  $E_c$  (cujo valor obtido foi de 720MPa) e a deformação permanente axial característica,  $\epsilon_{1c}$  (cujo valor foi de  $6,98 \times 10^{-4}$ ). Com base nesta classificação mecanicista é possível dizer-se que o *ASIC* exhibe características mecânicas excelentes e muito superiores às dos materiais naturais, corroborando aquilo que outros estudos demonstraram. Note-se contudo, que estes parâmetros foram determinados para ensaios realizados com uma tensão de confinamento constante, pelo que podem sofrer alteração quando determinados através de procedimento de ensaio com tensão de confinamento variável. Contudo, acredita-se que serão retiradas as mesmas conclusões, já que estes parâmetros são bastante superiores aos limites que separam os materiais com comportamento mecânico excelente dos que apresentam um comportamento mecânico inferior ( $100 \times 10^{-4}$  e 500MPa, para  $\epsilon_{1c}$  e  $E_c$ , respectivamente, no caso da norma francesa NF P98-129, 1994 e  $25 \times 10^{-4}$  para  $\epsilon_{1c}$  e 500MPa para  $E_c$ , no caso da norma europeia EN 13286-7, 2004).

A avaliação do desempenho do *ASIC* através do seu comportamento às deformações permanentes permitiu concluir que este material apresenta uma maior resistência a estas deformações do que os materiais naturais, uma vez que o seu limite de *shakedown* plástico é superior ao dos materiais naturais. Verificou-se também que são materiais que apresentam um excelente desempenho mesmo quando colocados em camada de base sob camada betuminosa fina (inferior a 80mm).

Do estudo realizado verificou-se ainda que a caracterização dos materiais, tradicional e mundialmente realizada através de ensaios empíricos, pode ser penalizadora de utilização de novos materiais, como foi comprovado pelo caso do *ASIC*, pelo que a sua caracterização deve ser realizada através de ensaios mecanicistas.

Em conclusão, face às características mineralógicas, químicas, ambientais, geométricas, físicas e mecânicas observadas nos ensaios em laboratório e, nas aplicáveis, nos ensaios de campo, foi possível considerar que os agregados processados das escórias negras produzidas nos fornos de arco eléctrico da Siderurgia Nacional são materiais inertes e de elevado desempenho mecânico. Estes resultados contribuíram para que o material, que no início do estudo era classificado como um resíduo, passa-se à categoria dos agregados reciclados, com a designação comercial de “Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção” – *ASIC*. Actualmente, estes agregados cumprem os requisitos da Norma EN 13242 de 2002 e EN 13242/AC de 2004, dispondo já de Marcação CE, no caso de ambas as Fábricas, SN Seixal e SN Maia. A metodologia de estudo e os consequentes resultados obtidos permitiram a utilização do *ASIC* nas obras de grandes empresas de construção e a sua aceitação por entidades como as Estradas de Portugal e a Refer.

O desenvolvimento das condições de comercialização do *ASIC*, segundo dados fornecidos pela Siderurgia Nacional, já levou ao escoamento de todo o *ASIC* anteriormente acumulado na Fábrica da Maia, havendo falta de material para entrega, com armazenamento permanentemente a zero, o mesmo se prevendo para breve no Seixal onde o armazenamento está a baixar continuamente. Note-se ainda que no presente ano as vendas de *ASIC* já apresentam um valor económico significativo, de algumas centenas de milhares de Euros.

## **9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Relativamente ao equipamento de cargas triaxiais (cíclicas e/ou monotónicas) desenvolvido ao longo deste trabalho, julga-se importante promover o seu melhoramento de forma a tornar possível a medição das pressões intersticiais negativas (sucções) no interior dos provetes e assim tornar possível a análise dos resultados em termos de tensões efectivas.

Uma vez que, da bibliografia consultada se verificou que o comportamento reversível e às deformações permanentes são influenciados maioritariamente pelo nível de tensão aplicado, e pelas condições de estado dos materiais, nomeadamente a massa volúmica seca máxima e o teor em água, é importante fazer-se um estudo mais aprofundado da influência destes factores, sobretudo no estudo do comportamento às deformações permanentes. Ainda relativamente ao estudo das deformações permanentes é necessário verificar e validar o procedimento multi-estágios, descrito na norma europeia, para os materiais alternativos e muito particularmente para o *ASIC*.

Quanto aos resultados que foram obtidos em campo, dado que por falta de tempo não foi feita a análise estrutural do pavimento, esta deverá ser realizada pois irá permitir fazer uma interpretação mais aprofundada dos resultados.

Atendendo aos valores obtidos para as extensões de tracção, superiores nas secções do trecho experimental onde se utilizou o *ASIC* do que na secção construída em material tradicional, julga-se importante estudar quais os problemas que poderão surgir na ligação entre as camadas de betuminoso e o *ASIC*, pois tal situação poderá comprometer o comportamento estrutural dos pavimentos. Deverá ainda ser realizada uma modelação numérica com base nos resultados obtidos dos extensómetros.

Apesar de se ter verificado um excelente desempenho mecânico e ambiental do *ASIC* quando colocado em obra deverá continuar-se a proceder à monitorização do trecho experimental, sobretudo do comportamento ambiental uma vez que não é pelo facto do material ter passado a ser classificado como agregado reciclado que deve deixar de ser avaliado periodicamente quanto à sua lixiviabilidade.

Julga-se também importante que os resultados dos ensaios de laboratório sejam comparados com outros resultados de ensaios de campo, nomeadamente recorrendo à técnica *SASW* (*Sepctral Analysis of Surface Waves*) e de acelerómetros. Além disso, parece também interessante verificar se as relações obtidas entre os diferentes métodos de ensaio de campo são válidas noutros materiais.

Dadas as excelentes propriedades mecânicas do *ASIC* pensa-se que é também interessante estudar a viabilidade de utilização noutras aplicações, como seja por exemplo a sua aplicação no caso de melhoramento de solos.

Relativamente ao comportamento ambiental e uma vez que o pH do eluato do *ASIC* evidencia características de alcalinidade elevada e não se realizaram estudos específicos para se avaliar a susceptibilidade dos materiais de construção à corrosão neste tipo de ambiente, julga-se importante realizar esses estudos, atendendo ao facto que esta situação pode causar corrosão de materiais como tubagens de alumínio e galvanizadas. Julga-se igualmente importante fazer um estudo sobre a possibilidade de ocorrência de tufa (uma forma de carbonato de cálcio precipitado), que normalmente aparece neste tipo de materiais, uma vez que esta obstrui os sistemas de drenagem e o bloqueio do sistema de drenagem poderá impedir a correcta drenagem da estrutura do pavimento, podendo resultar na deterioração acelerada do pavimento e em custos de manutenção.

A concretização destas sugestões de investigação futura, entre outras possíveis, permitirá enriquecer e confirmar as conclusões desta tese.





## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### NORMAS E/OU ESPECIFICAÇÕES

- AASHTO T 256 (2001). Standard method of test for pavement deflection measurements
- BS 812 (1985). Determinação do índice de alongamento
- BS 812 (1985). Determinação do índice de lamelação
- BS 6543 (1985). Guide to use of industrial by-products and waste materials in building and civil engineering
- DIN 38414-S4 (1984). German standard methods for the examination of water, waste water and sludge; sludge and sediments (Group S); determination of leachability by water (S4)
- DNER EM 262/94 (1994). Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- E 154-1964 (1964). Agregados: Determinação da resistência ao esmagamento
- E 196-1966 (1967). Solos: Análise granulométrica
- E 197-1966 (1967). Solos: Ensaio de compactação
- E 198-1967 (1967). Solos: Determinação do CBR
- E 199-1967 (1967). Solos: Ensaio de equivalente de areia
- E 237-1970 (1971). Agregados: Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles
- E 239-1966 (1967). Agregados: Análise granulométrica
- E 240-1970 (1971). Solos: Classificação para fins rodoviários
- EN 196-2 (2005). Methods of testing cement. Chemical analysis of cement
- EN 933-2 (1997). Tests for geometrical properties of aggregates. Determination of particle size distribution. Tests sieves, nominal size of apertures
- EN 933-3 (1997). Tests for geometrical properties of aggregates. Determination of particle shape. Flakiness index

- EN 933-4 (1997). Tests for geometrical properties of aggregates. Determination of particle shape. Shape index
- EN 933-5 (1998). Tests for geometrical properties of aggregates. Determination of percentage of crushed and broken surfaces in coarse aggregate particles
- EN 933-8 (1998). Tests for geometrical properties of aggregates. Assessment of fines. Sand equivalent
- EN 933-9 (1998). Tests for geometrical properties of aggregates. Assessment of fines. Methylene blue test
- EN 1097-1 (1998). Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Determination of the resistance to wear (micro-Deval)
- EN 1097-2 (1998). Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Methods for the determination of resistance to fragmentation
- EN 1097-6 (1998). Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Determination of particle density and water absorption
- EN 1744-1 (1998). Tests for chemical properties of aggregates. Chemical analysis
- EN 1744-3 (2002). Tests for chemical properties of aggregates. Preparation of eluates by leaching of aggregates
- EN 12457-2 (2002). Characterisation of waste – Leaching – Compliance test for leaching of granular waste materials and sludges: One stage batch test at liquid to solid ratio of 10l/kg for materials with particle size below 4mm (without or with size reduction)
- EN 12457-4:2002. Characterisation of waste – Leaching – Compliance test for leaching of granular waste materials and sludges: One stage batch test at liquid to solid ratio of 10l/kg for materials with particle size below 10mm (without or with size reduction)
- EN 12920 (2008). Characterization of waste: Methodology for the determination of the leaching behaviour of waste under specified conditions
- EN 13242 (2002). Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction
- EN 13242/AC (2004). Aggregates for bituminous mixtures and surface treatments, for roads, airfields and other trafficked areas
- EN 13286-7 (2004). Unbound and hydraulic bound mixtures: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures
- ISRM (1979). Suggested method for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics. Abstracts, 16, pp. 141-156

- ISRM (1985). Suggested Method for Determining Point Load Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics. Abstracts*, 22, pp.51-60
- JIS A 5015 (1992). Iron and steel slags for road construction
- NBR 10005/87 (1987). Lixiviação de Resíduos - Procedimento
- NEN 5117 (1992). Determination of shear resistance and deformation parameters of soil. Triaxial test
- NF P 18-592 (1990). Granulats: Essai au bleu de méthylène
- NF P 94-066 (1992). Coeficient de fragmentabilité des matériaux rocheux
- NF P 94-067 (1992). Coeficient de dégradabilité des matériaux rocheux
- NF P 94-068 (1993). Sols: Essai au bleu de méthylène
- NF P 98-129 (1994). Graves non traitées: Définition, Composition, Classification
- NP 83 (1965). Solos: Determinação da densidade das partículas
- NP 143 (1969). Solos. Determinação dos limites de consistência
- NP 581 (1969). Inertes para argamassas e betões: determinação da massa volúmica e da absorção de água de britas e godos
- NP 1378 (1976). Ensaio de alteração pelo sulfato de sódio ou pelo sulfato de magnésio
- NP EN 1097-1 (2002). Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados: Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval)
- XP P 18-540 (1990). – Aggregate – definition, compliance, specifications

#### **ARTIGOS/TESES/LIVROS**

- ALLEN J.J. (1973). *The Effect of Non-Constant Lateral Pressure of the Resilient Response of Granular Materials*. Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois, USA
- ALLEN J.J. E THOMPSON M.R. (1974). Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time-Dependent Lateral Stresses. *Transportation Research Record*, N° 510, pp. 1-13
- ALVARENGA J. C. A., RIBEIRO P. C. M. E MOTTA L. M. G. (2001). Avaliação econômica de pavimentos flexíveis dimensionados pelo método mecanicístico e utilizando escórias de aciaria como base. *Congresso de pesquisa e ensino em transportes*. Campinas, Rio de Janeiro. p. 371-379
- ANTUNES M. L. (1993). *Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos*. Tese de Doutorado. Universidade Técnica de Lisboa
- ARAÚJO N. (2007). *Desenvolvimento de um equipamento triaxial de precisão para a avaliação do limite elástico linear de geomateriais*. PAPCC, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

- ARNOLD G., DAWSON A., HUGHES D., WERKMEISTER, S. E ROBINSON, D. (2002). Serviceability Design of Granular Pavement Materials. *Proceedings of 6<sup>th</sup> International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*. Lisbon, Portugal. pp. 957- 966
- ATKINSON J. (1993). *An introduction to the mechanics of soils and foundations through critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London, U.K, 337 p
- BARKSDALE R. D. (1972). Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. *Proceedings of, 3<sup>rd</sup> International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, London, UK. pp 161-174
- BARKSDALE R. D. E HICKS R. G. (1973). *Material characterization and layered theory for use in fatigue analysis*. Special report N° 140, Highway Res, Board, Washington D. C
- BARKSDALE R. D. E ITANI S.Y. (1989). Influence on Aggregate Shape on Base Behaviour. *Transportation Research Record*, N° 1227, pp 173-182
- BARKSDALE R.D. (1991). *The aggregate Handbook*. National Stone Association, Washington, D.C., USA
- BELT J., RYNNÄNEN T. E EHROLA E. (1997). Mechanical Properties of Unbound Base Course. *Proceedings of 8<sup>th</sup> International Conference on Asphalt Pavements*, Seattle, Washington, USA. Vol. 1, pp. 771-781
- BIAREZ A. (1962). *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents*. Tese de Doutorado. Université de Grenoble
- BIAREZ, J. E HICHER, P-Y (1994), *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. Saturated Remoulded Soils. A. A. Balkema, Rotterdam
- BIAREZ J., SAIM R., TAIBI S., LIU H., RICHANE B. E GOMES CORREIA A. (1997). Analogie entre le comportement mécanique des sables et des argiles remaniés. *14th International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Vol. 1, pp. 251-254
- BIAREZ J., LIU H., GOMES CORREIA A., TAIBI S. (1999). Stress-strain characteristics of soils interesting the serviceability of geomaterials structures. *Proceedings of II International Conference on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials. IS Torino 99*. Jamiolkowski, Lancellotta and Lo Presti (Eds.) Balkema, Rotterdam. Vol. 1, pp. 617-624
- BOLTON M. D. (1986). *A guide to soil mechanics*. N D & Bolton, 232 Queen Edith's way, Cambridge, CB1, 4NL
- BOYCE, J.R., BROWN, S.F. E PELL, P.S. (1976). The Resilient Behaviour of a Granular Material Under Repeated Loading. *Proceedings of 8<sup>th</sup> Australian Road Research Board Conference on Materials Construction and Maintenance*. Vol. 8, Part. 3, pp. 1-12
- BOYCE, J.R. (1980). A Non-Linear Model for the Elastic Behaviour of Granular Materials Under Repeated Loading. *Proceedings of International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading*. Swansea, UK. pp. 285-294

- BRECCIAROLI F. E KOLISOJA P. (2006). *Deformation behaviour of railway embankment materials under repeated loading: Literature review*. Publications of Finnish Rail Administration, A 5/2006
- BROWN, S.F. E PELL P.S. (1967). An Experimental Investigation of the Stresses, Strains and Deflections in a Layered Pavement Structure Subjected to Dynamic Loads. *Proceedings of 2<sup>nd</sup> International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Arbor, USA. pp. 487-504
- BROWN S. F. E HYDE A.F.L. (1975). Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated Load Triaxial Testing of Granular Material. *Transportation Research Record*. Nº 537, pp. 49-58
- BROWN S.F. E SELIG E.T. (1991). *The design of Pavement and Rail Track Foundations. Cyclic Loading of Soils: from Theory to Design*. O'Reilly and Brown (Eds.). Von Nostrand Reinhold, N.Y. pp. 249-305
- BRUN D. W. E YUAN W. C. (1994). Caracterização e aproveitamento de resíduos siderúrgicos principais gerados pela aciaria eléctrica. *Seminário sobre tópicos especiais de resíduos industriais siderúrgicos: caracterização e aproveitamento*. Universidade Federal do Rio de Grande do Sul. Porto Alegre. 34p
- CASTELO BRANCO V. T. F. (2004). *Caracterização de misturas com o uso de escória de aciaria como agregado*. Tese de doutoramento. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 135 pp.
- CASTRO F. (2005a). *Caracterização Física, Química e Mineralógica de Escórias*. Relatório CVR 257/2004. Relatório interno, 9p
- CASTRO F. (2005b). *Caracterização Física, Química e Mineralógica de Escórias*. Relatório CVR 51/2005. Relatório interno, 4p
- CAVALHEIRO A. (2007). A evolução do processo siderúrgico em Portugal e a valorização das escórias. *Seminário sobre valorização de resíduos em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas*. LNEC, Lisboa, Portugal. Actas em CD-ROM
- CHADDOCK, B. C. J. (1982) *Repeated Triaxial Loading of Soil: Apparatus and Preliminary Results*. Supplemental Report Nº 711, Transportation Road Research Laboratory, Crowthorne
- CHAN F. W. K. (1990). *Permanent Deformation Resistance of Granular Layers in Pavements*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK.
- CLAESSEN J., SOMMER E. P., E UGE, P. (1977). Asphalt pavement design – The Shell method. *Proceedings of the 4th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Arbor, Michigan, 36 p
- CORONADO O., FLEUREAU J.-M., GOMES CORREIA A. E CAICEDO B. (2004). Influence de la succion sur les propriétés de matériaux granulaires routières. *Proceedings of 57e Congrès canadien de géotechnique et 5e Congrès conjoint AIH-CNC/SCG*. Québec, Qc, Canada

- CORONADO O., FLEUREAU J.-M., GOMES CORREIA A. E CAICEDO B. (2005). Influence of Suction on the Properties of Two Granular Road Materials. *Proceedings of 7<sup>th</sup> International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. Trondheim, Norway
- CORONADO O. G. (2005). *Etude du comportement mécanique de matériaux granulaires compactés non saturés sous chargements cycliques*. Tese de Doutoramento. Ecole Centrale Paris
- CULLINGFORD G., LASHINE A. K. F. E PARR G. B. (1972). Servo-controlled equipment for dynamic triaxial testing of soils. *Geotechnique*. Vol. 22, N<sup>o</sup> 3, pp. 526-529
- CUMBERLAND D. J. E CRAWFORD R. J. (1987). *The Packing of Particles*. Elsevier, Handbook of Powder Technology Series. Vol. 6
- DAWSON, A.R. (1990). Introduction to Soils and Granular Materials. *Lecture Notes from Residential Course, Bituminous Pavements: Materials, Design and Evaluation*. University of Nottingham, Nottingham, UK
- DAWSON A.R., THOM N.H. E PAUTE J.L. (1996). Mechanical Characteristics of Unbound Granular Materials as a Function of Condition. *Proceedings of European Symposium on Flexible Pavements, Euroflex. Flexible Pavements. Gomes Correia (Eds)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal. pp. 35-44
- DE BEER E. (1965). Influence of the mean normal stress on the shearing strength of sand. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Montreal. Vol I, pp. 165-169
- DE LIMA L. M. (1999). *Hormigones con escorias de horno eléctrico como áridos: propiedades, durabilidad y comportamiento ambiental*. Tese Doutoramento. Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Técnica Superior D'enginyers de Camins, Canals i Ports
- DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT TRANSPORT AND REGIONS – DETR. (1999). *The reclaimed and recycled construction materials handbook*. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA)
- DICK, J.C.; SHAKOOR, A.; WELLS, N. (1994). A geological approach toward developing a mudrock-durability classification system. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, pp 17-27
- DUARTE M. J., MIDÕES T. E VENTURA C. (2009). Ramal ferroviário da siderurgia nacional. Uso do ASIC em camadas de aterro e camadas de coroamento/leito de via ferroviária. *Seminário sobre a Valorização de Resíduos em Obras geotécnicas - Caracterização e medidas para o desenvolvimento do sector*. Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. Actas em CD-ROM
- FIORAVANTE V. (2000). Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing. *Soils and foundations*. Vol. 40, N<sup>o</sup> 4, pp.129-142

- FLEMING P. R., LAMBERT J. E FROST M. W. (2002). In-situ assessment of stiffness modulus for highway foundations during construction. *9<sup>th</sup> International Conference on Asphalt Pavements*. Copenhagen. Actas em CD-ROM
- FLEUREAU J. M., HADIWARDYOYO S., DUFOUR-LARIDAN E., LANGLOIS V. E GOMES CORREIA A. (2002). Influence of suction on the dynamic properties of a silty sand. *8<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro*. Vol. N<sup>o</sup>.4, pp. 2591-2601
- FOLQUE J. E PINTO F. C. (1970). *Influence of the stress on the strength characteristics evaluated by one-specimen*. Laboratório de Engenharia Civil, 4 p
- FORTUNATO E. (2005). *Renovação de Plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Tese de Doutoramento. Laboratório Nacional de Engenharia Civil
- GALJAARD P J, PAUTE J-L E DAWSON A R (1996) Comparison and Performance of Repeated Load Triaxial Test Equipment for Unbound Granular Materials. *Proceedings of European Symposium on Flexible Pavements, Euroflex. Flexible Pavements*. Gomes Correia (Eds). Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal. pp. 7-21
- GASPAR A. (2010). *Performance evaluation and numerical modelling of an ISAC embankment and its comparison with a traditional soil embankment*. Master thesis. University of Minho
- GERRITSEN A.H., VAN GURP C.A.P.M., VAN DER HEIDE J.P.J., MOLENAAR A.A.A. E PRONK A.C. (1987). Prediction and Prevention of Surface Cracking in Asphaltic Pavements. *Proceedings, 6th International Conference Structural Design of Asphalt Pavements*. The University of Michigan. Ann Arbor, Michigan, pp. 378-391
- GEYER R. M. (2001). *Estudo sobre a potencialidade de uso das escórias de aciaria como adição ao concreto*. Tese de doutoramento. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 173 pp.
- GIDEL G (2001). *Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples*. Tese de Doutoramento. L'Université Bordeaux
- GIDEL G, HORNYCH P., CHAUVIN J.J., BREYSSE D. E DENIS A. (2001). Nouvelle Approche pour l'Étude de Déformations Permanentes des Graves non Traitées à l'Appareil Triaxial à Chargement Répétés. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N<sup>o</sup> 233, pp. 5-21
- GOMES CORREIA A. (1985). *Contribution a l'étude mécanique des sols soumis a des chargements cycliques*. Thèse de Docteur-Ingénieur, École National des Ponts et Chaussées
- GOMES CORREIA A. (1987). *Contribuição para o estudo da deformabilidade dos solos sob acções cíclicas*. Tese para especialista do LNEC
- GOMES CORREIA A. E GILLET S. (1993). A large triaxial apparatus for the study of granular materials under repeated loading used at LNEC. *Proceedings of European Symposium on Flexible Pavements, Euroflex. Flexible Pavements*. Gomes Correia (Eds.). Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal. pp. 45-51



- GOMES CORREIA A. E NEVES J. M. C. (1998). *Instrumentação e observação de Trecho experimental. EN 206 Famalicão/Guimarães*. Relatório do Centro de Geotecnia do Instituto Superior Técnico. 25p
- GOMES CORREIA A. (2000). *Review of Models and Modelling Requirements of Unbound Granular Materials for Road Pavements*. Final Report. COST 337 Task 2b
- GOMES CORREIA A., ANHDAN L. Q., KOSEKI J. E TATSUOKA F. (2001). Small strain stiffness under different isotropic and anisotropic stress conditions of two granular granite materials. *Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials*. Tatsuoka, Shibuya and Kuwano (Eds.). Balkema, Swets and Zeitlinger. pp. 209-215
- GOMES CORREIA, A. (2004a). Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks. *Proceedings of the International Seminar on Geotechnics in Pavements and Railway Design and Construction*. Gomes Correia e Loizos (Eds.). Milpress, Rotterdam, pp. 35-59
- GOMES CORREIA, A. (2004b). The use of processed materials in transportation. An international overview. *Seminário sobre os Materiais Reciclados em Obras Geotécnicas*. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal
- GOMES CORREIA A. E LACASSE S. (2005). Technical session 2e: marine & transportation geotechnical engineering. *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka
- GOMES CORREIA A., REIS FERREIRA S. E ARAÚJO N. (2006). Triaxiais de precisão para determinação das características de deformabilidade. *10º Congresso Nacional de GEOTECNIA*. LISBOA, MAIO 2006. VOL. Nº 2, PP. 317-326
- GOMES CORREIA A., MARTINS J. P., CUNHA J. GONÇALVES DA SILVA M., MARANHA DAS NEVES E. (2007). *Projecto de especificação do ensaio de carga estático com placa*. Relatório interno Processo Geotecnia/REFER/POCI/2007-02. Julho de 2007, 11p
- GOMES CORREIA A., MARTINS J. P., REIS FERREIRA S. M., ROQUE A., FORTUNATO E. E CALDEIRA L. (2008a). *Trecho experimental no Itinerário EN 311 Fafe/Várzea Cova. Metodologia da construção e instrumentação. Relatório final*. Relatório interno CVR 1/2008. Julho de 2008, 13p
- GOMES CORREIA A., MARTINS J. P., REIS FERREIRA S. M., ROQUE A., FORTUNATO E. E CALDEIRA L. (2008b). *Trecho experimental no Itinerário EN 311 Fafe/Várzea Cova. Controlo da qualidade da construção. Relatório final*. Relatório interno CVR 2/2008. Julho de 2008, 20p
- GOMES CORREIA A., REIS FERREIRA, ROQUE A. J., FORTUNATO E. E CAVALHEIRO A. (2009a). Metodologia de estudo para a valorização de materiais não tradicionais em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas. O caso das escórias de aciaria da Siderurgia Nacional: Caracterização e Monitorização Geomecânica. *Seminário sobre a valorização de resíduos em obras geotécnicas: caracterização e Medidas para o Desenvolvimento do sector*. Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. Actas em CD-ROM

- GOMES CORREIA A., MARTINS J. P., CALDEIRA L., MARANHA DAS NEVES E., DELGADO J. (2009b). Comparison of in situ performance-based tests methods to evaluate moduli of railway embankments *Proceedings of 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways, and Airfields*, Campaign. Vol.2, pp. 1331-1340
- GOMES CORREIA A., ARAÚJO N. E REIS FERREIRA S. M. (2010). Triaxial Cíclico de Grandes Dimensões para Estudo de Geomateriais sob Carregamento Cíclico. *12º Congresso Nacional de Geotecnia*. Guimarães, Portugal
- GOTO S., TATSUOKA F., SHIBUYA S., KIM Y-S. E SATO T. (1991). A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils and Foundations*. Vol. 31, N.º1, pp. 169-180
- GRÉGOIRE C., DETHY B., DETRY J. E GOMES CORREIA A. (2009). Characterizing natural and recycled granular materials for (sub)base layers of roads by cyclic triaxial testing. *Proceedings of 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways, and Airfields*, Campaign. Vol.1, pp. 215-223
- GUPTA J. D., KNELLER W. A., TAMIRISA R. E JANKUN E. S. (1994). Characterization of base and subbase iron and steel slag aggregates causing deposition of calcareous tufa in drains. *Transportation Research Record*. Washington DC. N.º 1434, pp. 8-16
- GURP C. V., GROENENDIJK J. E BEUVING E. (2000). Experience with various types of foundations tests. *Proceedings of the 5th International Symposium on Unbound Aggregates in Road*. Nottingham. pp. 239-245
- HADIWARDYOYO S. P. (2002). *Characterization of granular materials from very small to large strains*. Tese de Doutorado. Ecole Centrale Paris
- HARDIN B. O. E RICHART F.E. JR. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. Vol. 89, N.º SM1, pp. 33-65
- HARDIN B. O. (1978). The nature of stress-strain behaviour of soils. *Proceedings of ASCE Conference Earthquake engineering and Soil Dynamics*. Pasadena, California. Vol. 1, N.º.3, pp. 19-21
- HAYNES J.G. E YODER E. J. (1963). Effect of Repeated Loading on Gravel and Crushed Stone Base Course Materials Used in the AASHO (American Association of State Highway Officials) Road Test. *Highway Research Record*, N.º 39
- HERTZ H. (1881). Theory of elasticity. *Journal of mathematics*. Vol 92
- HEYDINGER A.G., XIE Q.L., RANDOLPH B.W. E GUPTA J.D. (1996). Analysis of Resilient Modulus of Dense and Open-Graded Aggregates. *Transportation Research Record*, N.º. 1547, pp. 1-6
- HICHER P-Y. (1996). Elastic properties of soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, N.º 8, pp. 641-648
- HICKS R.G. (1970). *Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California, USA

- HICKS R.G. E MONISMITH C. L. (1971). Factors Influencing the Resilient Response of Granular Materials. *Highway Research Record*. Nº 345, pp.15-31
- HICKS R.G. E MONISMITH C. L. (1972). Prediction of the Resilient Response of Pavements Containing Granular Layers Using Non-Linear Elastic Theory. *Proceedings of 3<sup>rd</sup> International Conference on Asphalt Pavements*, Vol. 1, pp. 410-429
- HOFF, I. (1999). *Material properties of Unbound Aggregates for Pavement Structures*. Ph.D. Thesis, Department of Road and Railway Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway
- HOFF, I. (2004). *Evaluation of Different Laboratory Compaction Methods for Preparation of Cyclic Triaxial Samples*. SINTEF Report STF22 A04339
- HOLUBEC I. (1969). *Cyclic Creep of Granular Materials*. Department of Highways, Ontario, Canada. Report No. RR147
- HOQUE E. E TATSUOKA F., (1998). Anisotropy in the elastic deformation of materials. *Soils and Foundations*. Vol. 38, Nº.1, pp. 163-179
- HORNYCH P., CORTE J.F. E PAUTE J.L. (1993) Etude des déformations permanentes sous chargement répétés de trois graves non traitées. *Bull liaison Laboratoire Ponts et Chaussées*. Nº 184, pp 45-55
- HORNYCH P., KAZAI A. E PIAU J-M. (1998) Study of the resilient behaviour of unbound granular materials. *Proceedings of Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. Nordal RS, Refsdal G (Eds) Trondheim. Vol. 3.pp. 1277–1287
- HORNYCH P., KAZAI A. E QUIBEL A. (2000). Modelling a full scale experiment on two flexible pavements with unbound granular bases. *UNBAR5, Int. Symposium on Unbound Aggregates in Roads*. Nottingham, pp 359-367
- HORNYCH P., ABSAMAD E-A., FREDERICK L., KOLISOJA P. E PIAU J. M. (2004). *Selection and Evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements*. Report of SAMARIS project. SAM-05-DE10. pp.55
- HURD J. O. (1988). Effect of slag type on tufa precipitate formation. *Transport Research Record*. Washington DC. Nº 1192, pp. 78-84
- HURMAN M. (1997). *Permanent Deformation in Concrete Block Pavements*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands
- HYDE A.F.L. (1974). *Repeated Load Triaxial Testing of Soils*. Ph.D. Thesis, University of Nottingham, Nottingham, UK
- IBS – INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. (2008). *Escórias Siderúrgicas – Novas tendências*. In reunião de Pavimentação Urbana, Vitória
- IHOBE (2002). *Libro blanco para la minimización de residuos y emisiones. Escorias de acería*. Departamento de ordenación del Territorio, Vivienda y Medio Ambiente del Gobierno Vasco

- IWASAKI T. E TATSUOKA F. (1977). Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils and Foundations*. Vol. 17, N°3, pp. 19-35
- JAMIOLKOWSKI M. B., LANCELLOTTA R. E LO PRESTI D. C. F. (1995). Remarks on the stiffness at small strains of six italian clays. *Keynote Lecture 3*, IS Hokkaido, Rotterdam, Balkema Vol. 2, pp. 817-836
- JAMIOLKOWSKI M. B. E LO PRESTI D. C. F. (1998). Geotechnical characterization of gravelly deposits. *13<sup>th</sup> SEAGC*, Taipei. Vol. 2, pp. 107-124
- JAMIOLKOWSKI M. B., KONGSUKPRASET L. E LO PRESTI D. C. F. (2005). Characterization of gravelly deposits. *5<sup>th</sup> International Geotechnical Conference*, Cairo University, Egypt
- JIANG G-L., TATSUOKA F., FLORA A. E KOSEKI J. (1997). Inherent and stress-state-induced anisotropy in very small strain stiffness of a sandy gravel. *Géotechnique* Vol. 47, N° 3, pp. 509-521
- JOUVE P. E ELHANNANI M. (1994). Application des modèles non linéaires au calcul des chaussées souples. *Bull liaison Laboratoire Ponts et Chaussées*. N. ° 190, pp. 39–55
- KAMAL M. A., DAWSON A. R., FAROUKI O.T., HUGHES D. A. B. E SHA'AT A. A. (1993). Field and Laboratory Evaluation of the Mechanical Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavements. *Transportation Research Record*, No. 1406, pp. 88-97
- KHEDR S. (1985). Deformation Characteristics of Granular Base Course in Flexible Pavement. *Transportation Research Record*. N.° 1043, pp. 131-138
- KHEIRBEK-SAOUD, S. (1994). *Comportement mécanique du ballast et de la couche de foundation d'une voie ferrée*. Tese de Doutorado. Ecole Centrale Paris
- KOKUSHO T. E YOSHIDA Y. (1997). SPT N-value and S wave velocity for gravelly soils with different grain size distribution. *Soils and Foundations*. Vol. 37, N°4, pp. 105-113
- KOLISOJA P. (1994). Large Scale Dynamic Triaxial Tests with Coarse Grained Aggregates. *Proceedings, 4th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Minneapolis, Minnesota, USA
- KOLISOJA P. (1997). *Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials*. Ph.D. Thesis, Laboratory of Foundations and Earth Structures, Tampere University of Technology, Tampere, Finland
- KOLISOJA, P. (1998). *Large Scale Dynamic Triaxial Tests III*. Institute of Foundations and Earth Structures, Tampere University of Technology, Tampere, Finland
- KORKIALA-TANTTU L. (2008). Stress studies for permanent deformation calculations. *1st International Conference on Transportation Geotechnics* (incorporating UNBAR7) Nottingham, UK
- KORKIALA-TANTTU L. (2009). *Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials*. Ph.D. Thesis, Helsinki University, Espoo, Finland

- LASHINE A.K., BROWN S.F. E PELL P.S. (1971). *Dynamic Properties of Soils*. Report No. 2  
Submitted to Koninklijke/Shell Laboratorium, Department of Civil Engineering, University of  
Nottingham, Nottingham, UK
- LCPC/SETRA (1992). *Realisation des remblais et des couches de forme*. Guide Technique.  
Paris
- LEKARP F. E DAWSON A.R. (1998). *Some Influences on the Permanent Deformation Behaviour of  
Unbound Granular Materials*. US Transportation Research Board, Transportation Research  
Board, RE 960372
- LENTZ R.W. E BALADI G.Y. (1981). Constitutive Equation for Permanent Strain of Sand Subjected  
to Cyclic Loading. *Transportation Research Record*. N.º 810, pp. 50-54
- LEPS A. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Proceedings of the ASCE, Journal of Soil  
Mechanics and Foundation*, Div. SM, pp. 1159-1170
- LIMA N. P., NASCIMENTO J. F., FILHO V. P. V. E ALBERNAZ C. A. V. (2000). Pavimentos de alto  
desempenho estrutural executados com escória de aciaria. *Reunião de pavimentação  
Urbana*, 10, Uberlândia, Rio de Janeiro
- LIU M. D., CARTER J. P., AIREY D. W. AND XU K. J. (1999). Explicit stress-strain relationship for  
cemented carbonate sand. *Proceedings of 2<sup>nd</sup> International Symposium on Pre-failure  
Deformation Characteristics of Geomaterials*. pp.475-481
- LO PRESTI D., PALLARA O., LANCELLOTTA R., ARMANDI M., MANISCALCO R. (1993). Monotonic and  
cyclic loading behavior of two sands at small strains. *Geotechnical Testing Journal*.  
GTJODJ, Vol.16, N.º.4, pp. 409-424
- LO PRESTI D., PALLARA O. E PUCI I. (1995). A modified Commercial Triaxial Testing System for  
Small Strain Measurements: Preliminary Results on Pisa Clay. *Geotechnical Testing  
Journal*. Vol.18, N.º.1, pp. 15-31
- LO PRESTI D. (1998). Shear modulus and damping of soils. *Seminar on Identification of Soil  
Properties for Geotechnical Design*, IST, Lisbon, Portugal
- LO PRESTI C. F., SHIBUYA S. E RIX G. J. (2001). Innovation in soil testing. *Proc. II Int. Conf. on Pre-  
failure Deformation Characteristics of Geomaterials. IS Torino 99*. Jamiolkowski, Lancellotta  
and Lo Presti Eds. Balkema, Rotterdam. Vol. 2, pp. 1027-1076
- LÓPEZ F. A., FORMOSO A. E MEDINA F. (1989). Escórias LD, coprodutos de la industria  
siderúrgica – I Parte. Composición, tratamiento y aplicaciones. *Revista de Metalurgia*. Vol.  
25, N.º. 4, p. 247-254
- MACHADO A. T. (2000). *Estudo comparativo dos métodos de ensaio para avaliação da  
expansibilidade das escórias de aciaria*. Tese de Mestrado. Escola Politécnica da  
Universidade de São Paulo. 153 p
- MACOPAV (1995). *Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional*

- MAREE J.H., FREEME C.R., VAN ZYL N.J. E SAVAGE P.F. (1982). The permanent Deformation of Pavements with Untreated Crushed Stone Bases as Measured in Heavy Vehicle Simulator Tests. *Proceedings, 11th Australian Road Research Board Conference*, Part 2, pp. 16-28
- MAREK C.R. (1977). Compaction of Graded Aggregate Bases and Sub-Bases. *Proceedings, the American Society of Civil Engineers*, Vol. 103, pp. 103-113
- MATHUR S. SONI S. K. E MURTY A. (1999). Utilization of industrial wastes in low-volume roads. *Transportation Research Record*, Washington D. C. Nº. 1652, p. 246-256
- MAYHEW H.C. (1983). *Resilient Properties of Unbound Road Base under Repeated Triaxial Loading*. Laboratory Report 1088, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK
- MENDONÇA R. E RODRIGUES G. L. C. (2008). Sub-Base e Base de Pavimento com Escória de Aciaria – Uma Execução Monitorada. *63º Congresso Anual da ABM: crescimento sustentável*, S. Paulo Brasil
- MITRY F.G. (1964). *Determination of the Modulus of Resilient Deformation of Untreated Base Course Materials*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California, USA
- MONISMITH C.L., SEED H.B., MITRY F.G. E CHAN, C.K. (1967). Prediction of Pavement Deflections from Laboratory Tests. *Proceedings, 2nd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Arbor, USA. pp. 109-140
- MORGAN, J.R. (1966). The Response of Granular Material to Repeated Loading. *Proceedings of 3<sup>rd</sup> Australian Road Board Conference*, Sydney, Australia. pp1178-1192
- NEVES J. M. C. (2001). *Contribuição para a modelação do comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis*. Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico
- NISHI M., YOSHIDA N., TSUJIMOTO T. E OHASHI K. (1994) Prediction of rut depth in asphalt pavements. *Proceedings 4th Int. Conf. on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Minneapolis, USA, pp 1007-1019
- NUNES M. C. M. E GOMES CORREIA A. (1991). Modelação em laboratório do estado de compactação. *IV Congresso Nacional de Geotecnia*, Lisboa
- NUNES M. C., BRIDGES M. G. E DAWSON A. R. (1996). Assessment of secondary materials for pavement construction. Technical and environmental aspects. *Waste Management*, Vol. 16, Nos 1-3, pp. 87-96
- ORDEN FOM/891/2004. Actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, relativos a firmes y pavimentos. <http://www.boes.es>
- ORGANISATION DE COOPERATION ET DE DEVELOPPEMENT ÉCONOMIQUE - OCDE. (1977). *Utilisation des déchets et sous-produits en technique routière*

- ORGANISATION DE COOPERATION ET DE DEVELOPPEMENT ÉCONOMIQUE - OCDE (1997). *Stratégies de recyclage dans les travaux routiers*.
- PAPPIN J.W., (1979). *Characteristics of a Granular Material for Pavement Analysis*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK.
- PARENTE E.B., BOAVISTA A. H. E SOARES J. B. (2003). Estudo do comportamento mecânico de misturas de solo e escória de aciaria para aplicação na construção rodoviária na região metropolitana de Fortaleza. *XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, vol. I, pp. 215-222.
- PAUTE J.-L. (1983). Comportement des sols supports de chaussées à l'appareil triaxial répétés. *Bulletin Liaison Laboratoire. Ponts et Chaussées*. 124 (1983) March–April (Ref. 2788) .
- PAUTE J.L., JOUVE P., MARTINEZ J. E RAGNEAU, E. (1988). Modèle de Calcul pour le Dimensionnement des Chaussées Souples. *Bulletin de Liaison de Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No. 156, pp 21-36
- PAUTE J.L., HORNYCH P. E BENABEN J.P. (1994). Comportement Mécanique des Graves Non-Traitées au Triaxial à Chargement Répétés. *Bulletin de Liaison de Laboratoires Central des Ponts et Chaussées*. N.º 190, pp. 27-38
- PIANTONE P. (2009). Leaching Tests: Uses, Misuses and Limits. *Seminário sobre a valorização de resíduos em obras geotécnicas: caracterização e Medidas para o Desenvolvimento do sector*. Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. Actas em CD-ROM
- QUIBEL A. (1999). New in situ devices to evaluate bearing capacity and compaction of unbound granular materials. *Proceedings of the International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials*, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam. pp. 141-151
- RAAD L., WEICHERT D. E HAIDAR A. (1989). Shakedown and Fatigue of Pavements with Granular Bases. *Transportation Research Board, Transportation Research Record*. N.º 1227, pp. 159-172
- RAAD L., MINASSIAN G. E GARTIN, S. (1992). Characterization of Saturated Granular Bases under repeated Loads. *Transportation Research Record*, No. 1369. pp 73-82
- RADA G. E WITCZAK M.W. (1981). Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Materials. *Transportation Research Record*, N.º 810, pp. 23-33
- REID J. M. (2001). The use of alternative materials in road construction. [www.viastrade.it/letteratura/materiali/TRL\\_TO\\_ALT\\_MAT.pdf](http://www.viastrade.it/letteratura/materiali/TRL_TO_ALT_MAT.pdf). accessed at 18/04/2007
- REIS FERREIRA S. M. (2003). *Influência da não saturação e da granulometria nas características de deformabilidade de um agregado granítico*. Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico
- ROHDE L. (2002). *Escória de aciaria eléctrica em camadas granulares de pavimentos – Estudo laboratorial*. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 101p
- ROQUE A. J., GOMES CORREIA A., FORTUNATO E., PARDO DE SANTAYANA F., CASTRO F., REIS FERREIRA S. M. E TRIGO L. (2006). A Geotecnia na valorização de agregados siderúrgicos

inertes reciclados – Um projecto nacional. *12º Encontro Nacional do Saneamento Básico*. Cascais, Outubro 2006. Actas em CD-ROM

- ROQUE A. J., GOMES CORREIA A., FORTUNATO E., PARDO DE SANTAYANA F., CASTRO F., REIS FERREIRA S. M. E TRIGO L. (2007). The geotechnical re-use of Portuguese inert siderurgical aggregate. *Proceedings of the 13th Panamericam Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*
- ROQUE A. J., GOMES CORREIA A., CASTRO F., SILVA S. E CAVALHEIRO A. (2009). Metodologia de estudo para a valorização de materiais não tradicionais em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas. O caso das escórias de aciaria da Siderurgia Nacional: Caracterização e Monitorização Geoambiental. *Seminário sobre a valorização de resíduos em obras geotécnicas: caracterização e Medidas para o Desenvolvimento do sector*. Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. Actas em CD-ROM
- ROQUE A. J., GOMES CORREIA A., CASTRO F., SILVA S. E CAVALHEIRO A. (2010). Laboratory and field leaching tests for predicting the environmental impact of Portuguese steel slag. *Sixth International Congress on Environmental Geotechnics*. New Delhi, India
- SANTOS J. A. (1999). *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese de doutoramento. Instituto Superior Técnico
- SAWANGSURIYA A. (2001). *Evaluation of the soil stiffness gauge*. MSc Thesis. University of Wisconsin, Madison, USA
- SAWANGSURIYA A. E EDIL T. B. (2005). Evaluating stiffness and strength of pavements materials. *Geotechnical Engineering*. Vol. 158, pp. 217-230
- SEED H.B. E CHAN C.K. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 85, N.º SM 5, pp. 87–128
- SEED H.B., MITRY F.G., MONISMITH C.L. E CHAN, C.K. (1965). *Prediction of Pavement Deflection from Laboratory Repeated Load Tests*. Report No. TE-65-6, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, California, USA
- SEED H.B., MITRY F.G., MONISMITH C.L. E CHAN, C.K. (1967). *Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated Load tests*. National Cooperative Highway Research Program Report No. 35
- SEED H. B., WONG R.T. E CHAN D.K. (1975). Cyclic loading liquefaction of gravelly soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 101(6), pp. 571–583
- SHENTON M.J. (1974). *Deformation of railway ballast under repeated loading (triaxial tests)*. Repport RP5, British Railways Research Department



- SIEKMEIER J. A., YOUNG D. E DEBERG D., (1999). Comparison of the dynamic cone penetrometer with other tests during subgrade base characterization in Minnesota. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*. Vol III, ASTM SPT 1375, pp. 175-188
- SILVA E. A. (1994). Uso de escória de aciaria em pavimentação viária. *Reunião anual de Pavimentação*, 28, Rio de Janeiro. pp. 261-283
- SILVA E.A., MENDONÇA R.L E DOBELE C.H.M. (2002). Utilização da escória de aciaria em todas as camadas do pavimento. *16º Encontro de Asfalto*, Rio de Janeiro
- SWEERE G.T.H. (1990). *Unbound Granular Bases for Roads*. Ph.D. Thesis, University of Delft, Delft, Netherlands
- THOM N.H. E BROWN S. F. (1987). Effect of Moisture on the Structural Performance of a Crushed-Limestone Road Base. *Transportation Research Record*, No. 1121, pp. 50-56
- THOM N.H. E BROWN S. F. (1988). The effect of Grading and Density on the Mechanical Properties of a Crushed Dolomitic Limestone. *Proceedings, 14th Australian Road Research Board Conference, Materials and Testing*, pp. 94-100
- THOM N.H. (1988). *Design of Road Foundations*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK
- THOM N.H. E BROWN S. F. (1989). The Mechanical Properties of Unbound Aggregates from Various Sources. *UNBAR 3*, Nottingham, UK. pp 130-142
- THOM N.H. E DAWSON A.R. (1993). *The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder testing*. Flexible Pavements. Edited by A.G. Correia. Proceedings, European Symposium on Flexible Pavements, Euroflex. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal. pp. 65-78
- UTHUS L, HOFF I. E HORVLI I. (2005). A Study on the Influence of Water and Fines on the Deformation Properties of Unbound Aggregates. *Proceedings, 7<sup>th</sup> International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, Trondheim, Norway
- UZAN J. (1985). Characterization of Granular Materials. *Transportation Research Record*, No. 1022, pp. 52-59
- UZAN J., WITCZAK M.W., SCULLION T. E LYTTON R.L. (1992). Development and Validation of Realistic Pavement Response Models. *Proceedings, 7th International Conference on Asphalt Pavements*, Nottingham. Vol. 1, pp. 334-350
- VAN NIEKERK A. A., VAN SCHEERS J., MURAYA P. E KISIMBI A. (2000). The effect of compaction on the mechanical behaviour of mix granulate base course materials and pavement performance. *HERON*. Vol. 45, N.º 3, pp. 197-218
- VON KRÜGER P. (1995). Panorama mundial do aproveitamento de resíduos na siderurgia. *Metalurgia e Materiais*. Vol. 51, N.º. 438, pp. 116-119

- VUONG B. (1994) Evaluation of back-calculation and performance models using a full scale granular pavement tested with the accelerated loading facility (ALF). *Proceedings 4<sup>th</sup> Int. Conf. on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Minneapolis, USA, pp 183-197
- WERKMEISTER S., DAWSON A. E WELLNER F. (2001). Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Board, 80th Annual Meeting*, Washington, D.C., USA
- WERKMEISTER S., NUMRICH R. E WELLNER F. (2002) Modelling of granular layers in pavement construction. *Proceedings 6th Int. Conf. on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Lisbon, Portugal, vol.2, pp 1081-1096
- WERKMEISTER S. (2003). *Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions*. Ph.D. Thesis, Dresden University of Technology, Dresden, Germany
- WOLFF H., VISSER A.T. (1994). Incorporating Elasto-Plasticity in Granular Layer Pavement Design. *Proceedings, Institution of Civil Engineers Transport*. No. 105. pp. 259-272
- ZIEMKIEWIC P. (1998). Steel slag: applications for AMD control. *Proceedings of the 1998 Conference on Hazardous Waste Research*, p. 44-62

#### **PROJECTOS NACIONAIS/INTERNACIONAIS**

- ALT-MAT (1999). *Alternative materials in road construction*. Project Founded by the European Commission under the Transport RTD Programme of the 4th Framework Programme
- COST 337 (2000). Unbound Granular Materials for Road Pavements
- COURAGE (1999). *Construction with unbound road aggregates in Europe*. Final report, 123 p.
- PPCDT/ECM/56952/2004 (2009). *Aplicação de resíduos em infraestruturas de transportes e obras geotécnicas - valorização de escórias de aciaria*. 2004-2009
- POCI/ECM/61114/2004. *Interacção solo-via férrea para comboios de alta velocidade*.
- PROJECTO N° 604B4 (2004). *Mise au point d'un outil de calcul numérique pour les routes et voies ferrées à grande vitesse*. GRICES – Embaixada de França. 2001-2004
- SAMARIS (2005). *Sustainable and Advances Materials for Road Infrastructures*. A Growth project in the 5th Framework Programme for Research and Technological Development of the European Union