



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE MISTURAS BETUMINOSAS EM PAVIMENTOS RODOVIARIOS

ANA CRISTINA FERREIRA DE OLIVEIRA ROSADO FREIRE

(Mestre em Mecânica dos Solos)

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil e submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, área de Engenharia Civil, especialidade de Ordenamento do Território e Transportes, no âmbito do protocolo de cooperação entre a UC e o LNEC

Lisboa, 2002

DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE MISTURAS BETUMINOSAS EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

RESUMO

Nas últimas décadas tem vindo a verificar-se, em Portugal bem como no resto do mundo, um acentuado crescimento do volume de tráfego rodoviário e das cargas transportadas pelos veículos pesados. Tem-se observado, igualmente, um aumento das exigências funcionais, relacionadas com a segurança e conforto do utente das infra-estruturas, a par das preocupações de carácter ambiental, o que conduz à necessidade de pavimentos rodoviários cada vez mais resistentes e duráveis. Consequentemente, tem-se vindo a recorrer a soluções de pavimentação que envolvem maiores espessuras de camadas betuminosas o que implica uma maior parcela de contribuição do comportamento deste tipo de materiais no desempenho das estruturas de pavimentos. Daqui decorre, entre outros aspectos, uma crescente preocupação com a deformação permanente deste tipo de materiais. Esta situação é também sentida em diversos países, nomeadamente nos países europeus, no Canadá e nos Estados Unidos da América.

O presente trabalho tem como objectivo contribuir para um melhor conhecimento do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste de pavimentos rodoviários, possibilitando o estabelecimento de metodologias e de critérios de avaliação, que conduzam à selecção de materiais adequados às exigências actuais. Como principais aspectos abordados referem-se a caracterização do comportamento viscoelástico destes materiais, através da execução e interpretação de ensaios laboratoriais com aplicação de cargas repetidas, que simulem as condições observadas *in situ*, e a modelação do comportamento à deformação permanente das misturas.

É analisado o fenómeno da deformação permanente, bem como a sua forma de manifestação na estrutura do pavimento – os *cavados de rodeira* – apresentando-se uma análise crítica dos métodos de avaliação do comportamento à deformação permanente, bem como dos diversos modelos reológicos existentes, que permitem caracterizar o comportamento viscoelástico destes materiais. Descrevem-se os principais equipamentos e técnicas de ensaio em laboratório utilizados para a caracterização do comportamento à deformação permanente, justificando-se os equipamentos seleccionados e os procedimentos de ensaio laboratorial desenvolvidos.

Propõe-se uma metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas a aplicar em camadas de desgaste de pavimentos rodoviários, com a realização de ensaios laboratoriais, sob condições de temperatura, estado de tensão, tempos de carga e de repouso que simulem as condições verificadas no pavimento.

Finalmente, apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos com a aplicação da metodologia proposta à caracterização de materiais betuminosos recolhidos de dois pavimentos recentemente construídos em Portugal.

PERMANENT DEFORMATIONS OF BITUMINOUS MIXTURES APPLIED ON ROAD PAVEMENTS

ABSTRACT

In the last decades, an increasing growth in traffic volume and axle loads, has been observed in Portugal, as well as in the rest of the world. An increase in the concerns related to the safety and comfort of the road user, and the over related with the environment, is also leading to the demand for better performing and more durable road pavements. Consequently, is being felt the need for development of studies concerning permanent deformation of bituminous mixtures. This situation occurs in several European countries, as well Canada and United States of America.

The aim of this work is to contribute for a better characterization of the permanent deformation behaviour of bituminous mixtures applied in road pavements wearing courses, allowing for the implementation of methodologies and evaluation criteria, driving to the elaboration of specifications that lead to the selection of appropriate mix composition. The main issues refered are the characterization of the viscoelastic behaviour of bituminous materials, through the application of the Burgers model, and the execution and interpretation of laboratory tests with the application of repeated loads, that simulate the *in situ* conditions, as good as possible, without compromising the feasibility of the tests.

The phenomena of the permanent deformation is analysed, as well its consequences in the pavement in service – rut depth – with a critical analysis of the methods for evaluation of permanent deformation behaviour, as well as of the several theological models that are used to describe the viscoelastic behaviour. A description of test equipments and techniques for bituminous permanent deformation characterization is given, justifying the equipment chosen and the test procedures selected in this study.

A methodology of the evaluation of bituminous mixtures permanent deformation behaviour is proposed. This is based on laboratory tests, performed under temperature conditions, stress state, loading conditions, similar to those observed on road pavements, for in service conditions.

In the end, the results obtained with the application of the proposed methodology in mixtures used in paving works recently performed, are presented and discussed.

DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE MISTURAS BETUMINOSAS EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Palavras-chave

Misturas betuminosas
Caracterização laboratorial
Deformação permanente
Comportamento viscoelástico
Modelos reológicos
Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas
Ensaio de compressão uniaxial estático
Ensaio de simulação em pista de laboratório
Modelação do comportamento estrutural

PERMANENT DEFORMATIONS OF BITUMINOUS MIXTURES FOR ROAD PAVEMENTS

Key-words

Bituminous mixtures
Laboratory characterisation
Rutting
Viscoelastic behaviour
Rheology
Dynamic creep test
Static creep test
Wheel-tracking test
Pavement modelling

Agradecimentos

A apresentação deste trabalho é realizada ao abrigo do Protocolo de Cooperação entre o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a Universidade de Coimbra (UC), sob a orientação da Doutora Engenheira Maria de Lurdes Antunes, Investigadora Principal do LNEC e Chefe do Núcleo de Pavimentos Rodoviários do Departamento de Vias de Comunicação e do Doutor Engenheiro Luís de Picado Santos, Professor Auxiliar da Universidade de Coimbra.

O presente trabalho foi efectuado com o apoio financeiro do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, da ex-Junta Autónoma de Estradas, e posteriormente do Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária (ICERR).

A sua realização foi possível com os meios postos à disposição pela Direcção do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e pela Chefia do Departamento de Vias de Comunicação, na pessoa do Eng. António Pinelo, Investigador Coordenador do LNEC, a quem desejo expressar os meus agradecimentos, pelas importantes sugestões e apoio no desenvolvimento deste trabalho, e ainda pela leitura crítica do original.

A concretização deste trabalho só foi possível com o apoio e colaboração de várias pessoas e entidades, a quem desejo expressar o meu agradecimento, em particular:

- à Doutora Engenheira Maria de Lurdes Antunes, pela amizade, apoio e estímulo sempre manifestados no decorrer da minha permanência no Núcleo de Pavimentos Rodoviários e especialmente durante a realização deste trabalho. Quero ainda referir a orientação lúcida e crítica concedida nos últimos 24 meses de elaboração do trabalho agora apresentado, sem a qual muito dificilmente teriam sido atingidos os objectivos inicialmente definidos.
- ao Eng. Luís Quaresma, Investigador Principal do Departamento de Vias de Comunicação do LNEC, sob cuja orientação decorreram alguns dos anos de formação no domínio dos pavimentos rodoviários, inicialmente na área dos materiais granulares não ligados e, posteriormente, no domínio dos materiais betuminosos, com a definição e selecção do tema da tese e a orientação de parte do trabalho experimental, pela orientação e apoio concedidos;
- ao Doutor Engenheiro Luís de Picado Santos, da Universidade de Coimbra, co-orientador do trabalho, pela disponibilidade, interesse e apoio sempre manifestados, assim como pela leitura crítica do original;
- ao Doutor Engenheiro António Lopes Baptista, Investigador Auxiliar do Departamento de Barragens do LNEC, pelo constante incentivo e troca de impressões na área da modelação matemática, e pelo apoio na adaptação e utilização do programa de elementos finitos desenvolvido;

- ao Doutor Engenheiro Jorge Barreira de Sousa, pelas facilidades concedidas na utilização de equipamentos de ensaio, e pelo interesse demonstrado no desenvolvimento deste trabalho;
- ao Eng. Pedro Ferreira, pela colaboração prestada na modelação numérica efectuada;
- ao Eng. Silvino Capitão, pelo seu apoio e disponibilidade para trocas de impressões;
- à Eng. Técnica Graziela Gato, pela amizade e constante encorajamento sempre manifestados durante a minha permanência do Núcleo de Pavimentos Rodoviários, pelo incondicional apoio e toda a generosa ajuda prestada durante a realização do presente trabalho;
- ao Sr. Reimão da Costa, pelo interesse, cuidado e dedicação sempre manifestados durante a realização de todos os trabalhos solicitados;
- aos colegas do Departamento de Vias de Comunicação, e em particular do Núcleo de Pavimentos Rodoviários, pela amizade, apoio e incentivo manifestados, e pela disponibilidade para diversas trocas de impressão;
- aos funcionários das Oficinas Gráficas do LNEC, pelo cuidado posto na impressão do texto;
- à ex-Junta Autónoma de Estradas, pelas facilidades concedidas no acompanhamento da construção do trecho do IP7, bem como na obtenção da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste e dos seus constituintes;
- à Brisa – Auto-estradas de Portugal, actual concessionária do lanço estudado, incluído no Itinerário Principal 7 – Auto-estrada 6 (IP7/A6), todas as facilidades concedidas no desenvolvimento do presente estudo, e em especial ao Centro de Assistência e Manutenção de Estremoz pelo apoio prestando durante as campanhas de ensaio realizadas;
- à firma Monte & Monte, S.A., responsável pela execução da obra de beneficiação realizada no pavimento da EN14, as facilidades concedidas na obtenção de amostras da camada betuminosa aplicada, bem como dos resultados da caracterização laboratorial dos materiais aplicados;

Finalmente, um agradecimento muito especial à minha família pelo apoio, compreensão e disponibilidade que me proporcionaram, especialmente nos momentos mais difíceis.

Dedico este trabalho aos meus pais e ao Luís, Pedro Luís e Ana Rita.

ÍNDICE DE TEXTO

Pág.

ANA CRISTINA FERREIRA DE OLIVEIRA ROSADO FREIRE	I
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	3
1.1. Enquadramento.....	3
1.2. Objectivos.....	6
1.3. Organização do trabalho.....	8
2. DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE MISTURAS BETUMINOSAS	13
2.1. Introdução	13
2.2. Factores que afectam o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas	20
2.2.1. Generalidades.....	20
2.2.2. Influência do tipo de agregado e sua granulometria.....	23
2.2.3. Influência do betume.....	25
2.2.4. Influência da compactação da mistura betuminosa.....	27
2.2.5. Influência das condições de serviço	29
2.3. Metodologias de previsão do comportamento à deformação permanente de pavimentos rodoviários.....	31
2.3.1. Generalidades.....	31
2.3.2. Metodologia Shell de previsão da deformação permanente	32
2.3.3. Metodologia de previsão de Nottingham	38
2.3.4. Métodos baseados na utilização de modelos viscoelásticos.....	39
2.3.5. Outros métodos de previsão.....	41
3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE	47
3.1. Generalidades	47
3.2. Modelos reológicos	49

3.2.1. Introdução	49
3.2.2. Modelos reológicos elementares	56
3.2.3. Associações simples de modelos reológicos elementares.....	58
3.3. Análise estrutural de pavimentos para a modelação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas	73
3.3.1. Modelo de comportamento estrutural	73
3.3.2. O método dos elementos finitos	75
3.3.3. Formulação adoptada tendo em vista a consideração do comportamento viscoelástico dos materiais betuminosos	78
3.4. Conclusões.....	79
4. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS BETUMINOSAS À DEFORMAÇÃO PERMANENTE	83
4.1. Introdução	83
4.2. Equipamentos, técnicas e procedimentos de ensaio laboratoriais mais utilizados	86
4.3. Ensaio “empíricos”.....	87
4.3.1. Ensaio Marshall.....	87
4.3.2. Ensaio Hveem	89
4.4. Ensaio “fundamentais”	90
4.4.1. Ensaio de compressão uniaxial estáticos	90
4.4.2. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas	99
4.4.3. Ensaio de compressão triaxial estáticos, ou com aplicação de cargas repetidas	105
4.4.4. Ensaio de corte simples, com aplicação de cargas estáticas ou repetidas	107
4.5. Ensaio de simulação em pista de laboratório.....	112
4.5.1. <i>Hamburg Wheel-Tracking Device</i> - Alemanha.....	114
4.5.2. Austrália	116
4.5.3. Espanha	116
4.5.4. <i>Asphalt Pavement Analyser</i> – E.U.A.	118
4.5.5. <i>Orniéreur LCPC</i> - França	119
4.5.6. Grã - Bretanha	121
4.5.6.1. <i>Wheel-tracking do Transport Research Laboratory (TRL)</i>	121
4.5.6.2. <i>Wheel-tracking da Universidade de Nottingham</i>	124
4.5.7. Principais características dos ensaios de simulação em pista.....	125
4.6. Ensaio de simulação em pista à escala real	127
4.7. Análise comparativa dos vários ensaios laboratoriais utilizados para a caracterização do comportamento à deformação permanente.....	130

4.8. Selecção dos equipamentos e técnicas laboratoriais utilizados no estudo	132
5. METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS BETUMINOSAS	137
5.1. Introdução	137
5.2. Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas.....	139
5.2.1. Descrição do equipamento e procedimento de ensaio.....	139
5.2.2. Metodologia de análise de resultados	143
5.3. Ensaio de simulação em pista de laboratório	149
5.3.1. Descrição do equipamento e procedimento de ensaio.....	149
5.3.2. Metodologia de análise de resultados	154
5.4. Condições de serviço de misturas betuminosas em camadas de desgaste	155
5.4.1. Aplicação da carga.....	156
5.4.2. Temperatura de ensaio	159
5.5. Proposta de metodologia para avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas	165
6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	171
6.1. Introdução	171
6.2. Condições de ensaio adoptadas.....	173
6.3. Camada de desgaste do pavimento do IP7/A6	176
6.3.1. Breve descrição da obra	176
6.3.2. Características dos materiais aplicados na camada de desgaste.....	179
6.3.2.1. Introdução.....	179
6.3.2.2. Agregados	179
6.3.2.3. Betume e aditivo.....	186
6.3.3. Características da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste do IP7/A6	189
6.3.4. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas estáticas	195
6.3.5. Ensaio de simulação em pista de laboratório	202
6.3.6. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas	207
6.4. Camada de desgaste do pavimento da EN14	212
6.4.1. Breve descrição da obra	212
6.4.2. Características dos materiais aplicados na camada de desgaste.....	213
6.4.2.1. Introdução.....	213
6.4.2.2. Agregados	214
6.4.2.3. Betume	218

6.4.3. Características da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste da EN14 .	218
6.4.4. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas estáticas	222
6.4.5. Ensaio de simulação em pista de laboratório	224
6.4.6. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas	228
6.5. Apreciação dos resultados dos ensaios realizados	231
6.5.1. Efeito das condições de ensaio	231
6.5.2. Comparação do comportamento à deformação permanente das duas misturas betuminosas estudadas.....	235
6.6. Modelação numérica do ensaio de simulação em pista	238
6.6.1. Introdução	238
6.6.2. Modelação numérica do comportamento dos materiais aplicados nas camadas de desgaste do IP7/A6 e da EN14	241
6.7. Conclusões.....	242
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	249
7.1. Introdução	249
7.2. Síntese do trabalho desenvolvido	250
7.3. Apreciação global do trabalho desenvolvido e prosseguimento de trabalhos futuros.....	254
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	257
ANEXO A – TEMPERATURAS DE SERVIÇO.....	277
A.1 – LISBOA – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro.....	277
A.2 – PORTO – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro	279
A.3 – BRAGA – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro	281
A.4 – BEJA – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro.....	283

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1 – Principais degradações observadas nos pavimentos (<i>adaptado de COST 333, 1999</i>)... 14	14
Figura 2.2 – Representação esquemática dos vários tipos de <i>cavados de rodeira</i> observados em pavimentos flexíveis	16
Figura 2.3 – Representação esquemática de <i>cavados de rodeira</i> resultantes da passagem de rodados duplos e de rodados simples de base larga	17
Figura 2.4 - Efeito da acumulação do número de aplicações de carga na pista de ensaios (<i>adaptado de COST 333, 1999</i>).....	18
Figura 2.5 – Halle-Fosse – vários aspectos (Freire, A. C., 1999)	19
Figura 2.6– Composição volumétrica de uma mistura betuminosa	21
Figura 2.7– Efeito da percentagem de agregado grosso no comportamento à deformação permanente (<i>adaptado de Cooper, K., 1997</i>)	25
Figura 2.8– Influência da viscosidade do ligante no comportamento à deformação permanente (<i>adaptado de Fabb, T. e Heyes, J., 1979</i>).....	26
Figura 2.9 - Variação da profundidade do <i>cavado de rodeiras</i> com a porosidade (<i>adaptado de Sousa, J., 1993</i>)	28
Figura 2.10 - Diagrama esquemático para prever o comportamento à deformação permanente com base no ensaio de corte simples (<i>adaptado de Sousa, J. et al., 1994</i>).....	42
Figura 3.1 - Resposta viscoelástica de um betume sujeito a um ensaio de compressão uniaxial	48
Figura 3.2 – Desenvolvimento da deformação permanente com a passagem repetida de aplicações de carga	49
Figura 3.3 - Ensaio de compressão uniaxial estático, considerando diferentes durações de aplicação da carga (<i>adaptado de Drescher, A. et al., 1993</i>)	51
Figura 3.4 - Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas (<i>adaptado de Drescher, A. et al., 1993</i>).....	53
Figura 3.5 – Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas com tempos de repouso pequenos (<i>adaptado de Drescher, A. et al., 1993</i>)	54
Figura 3.6 - Variação da extensão vertical com o tempo, para ensaios realizado à temperatura de 21 °C (<i>adaptado de Drescher, A. et al., 1993</i>).....	55

Figura 3.7 – Representação esquemática do modelo de Kelvin	59
Figura 3.8 – Representação esquemática do modelo de Maxwell	60
Figura 3.9 - Representação esquemática do modelo de Burgers como resultado da associação em série dos modelos de Maxwell e de Kelvin.....	63
Figura 3.10 – Resposta do modelo de Burgers quando sujeito a tensão constante durante um intervalo de tempo (t_1-t_0)	64
Figura 3.11 – Representação esquemática do modelo de Huet.....	68
Figura 3.12 – Determinação gráfica dos parâmetros h e k, na representação de Cole-Cole(<i>adaptado de Huet, C., 1967</i>).....	68
Figura 3.13 – Representação esquemática do modelo de Huet-Sayegh	70
Figura 3.14 – Modelo de Hooke e cadeia de modelos de Kelvin (Batista, A. L. <i>et al.</i> , 1992).....	79
Figura 4.1 – Aspecto do equipamento de ensaio Marsahl	88
Figura 4.2 – Representação esquemática do estabilômetro do ensaio Hveem (Asphalt Institute (MS2), 1993).....	90
Figura 4.3 – Esquema do equipamento de ensaio de compressão uniaxial estático (<i>adaptado de Azevedo, M. C., 1993</i>).....	93
Figura 4.4 – Aspecto da montagem realizada para o ensaio de compressão uniaxial estático	94
Figura 4.5– Exemplo da variação da extensão vertical com o tempo de carga, para três misturas betuminosas (Azevedo, M. C., 1993)	95
Figura 4.6 - Exemplo da variação da extensão vertical com o tempo de carga, para três teores em betume (Azevedo, M. C., 1993).....	96
Figura 4.7 – Representação esquemática do equipamento de ensaio de compressão uniaxial (<i>adaptado de Brennan, M. et al., 1996</i>).....	97
Figura 4.8 – Resultados obtidos no ensaio de compressão uniaxial de misturas betuminosas, realizado a 40°C (<i>adaptado de Brennam, M. et al., 1996</i>)	98
Figura 4.9 – Representação esquemática da relação entre a extensão permanente vertical e o número de ciclos em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas	101
Figura 4.10 - Variação da extensão permanente com o número de ciclos de carga aplicados (Mohamed, E. e Yue, Z., 1994)	102
Figura 4.11 – Representação esquemática do ensaio de compressão triaxial	105
Figura 4.12 – Tensões induzidas no pavimento, pela passagem de um rodado em movimento.....	106
Figura 4.13 – Aspecto do equipamento para ensaio de corte	108
Figura 4.15 – Sistema de medição das deformações verificadas durante o ensaio de corte	110

Figura 4.16 – Extensão por corte, função do número de ciclos aplicados, em ensaio realizado a 60°C, sobre diversas misturas betuminosas	110
Figura 4.17 – Influência da percentagem de betume e da porosidade no comportamento à deformação permanente em ensaios de corte simples (<i>adaptado de Sousa, J. et al., 1994</i>)	111
Figura 4.18 – Aspecto do <i>Hamburg wheel tracking device</i> , com duas amostras após ensaio.....	115
Figura 4.19 – Representação esquemática do equipamento de ensaio de simulação em pista de acordo com a norma NLT 173	117
Figura 4.20 – Aspecto do <i>Asphalt Pavment Analyser</i>	118
Figura 4.21 – Aspecto geral do <i>Georgia loaded wheel tester</i>	119
Figura 4.22 – Equipamento de ensaio de simulação em pista de laboratório do LCPC (Cooley, Jr. et al., 2000; Romero, P, Stuart, K, 1998).....	120
Figura 4.23 - Equipamento de ensaio de simulação de provetes cilíndricos preconizado na norma BS 598-110:1998.....	122
Figura 4.24 - Equipamento de simulação com imersão dos provetes (<i>adaptado de Siew-Ann, T. et al., 1992</i>).....	123
Figura 4.25 - Perfil da rodeira em ensaio de simulação com imersão (<i>adaptado de Siew-Ann, T. et al., 1992</i>).....	123
Figura 4.26 - Equipamento de simulação utilizado na Universidade Nottingham (Gibb, J., 1996).....	124
Figura 4.27 – Variação da profundidade de rodeira com o índice de vazios (Gibb, J., 1996).....	125
Figura 4.28 – Aspecto de duas pistas circulares – (a) pista de ensaios interior <i>CAPTIF (Canterbury Accelerated pavement testing indoor)</i> – Nova Zelândia; (b) pista de ensaios exterior do Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées (LCPC) – França	128
Figura 4.29 – Aspecto de duas pistas de ensaios interiores, lineares – (a) pista de ensaios <i>LINTRACK (Linear Tracking Apparatus)</i> – Holanda; (b) pista de ensaios da <i>Federal Aviation Administration (FAA)</i> – Estados Unidos	129
Figura 4.30 – Pista de ensaios à escala real do CEDEX – Espanha	129
Figura 4.31 – <i>Texas Mobile Load Simulator</i> – Estados Unidos	130
Figura 5.3 – Evolução da temperatura no interior de um provete betuminoso com 100 mm de diâmetro	142
Figura 5.4 – Representação esquemática da forma de aplicação das cargas em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas	143
Figura 5.5 – Exemplo do resultado de um ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas efectuado no LNEC.....	144
Figura 5.6 – Ajuste entre a curva obtida em ensaio e a curva teórica obtida por aplicação do modelo de Burgers	145

Figura 5.7 – Análise da variação do parâmetro E_1 do modelo de Burgers	147
Figura 5.8 – Análise da variação do parâmetro E_2 do modelo de Burgers	147
Figura 5.9 – Análise da variação do parâmetro η_1 do modelo de Burgers	148
Figura 5.10 – Análise da variação do parâmetro η_2 do modelo de Burgers	148
Figura 5.11 – Aspecto do sistema de compactação laboratorial das latejas para ensaio de simulação em pista de laboratório	150
Figura 5.12 – Várias fases da extração das lajetas da camada de desgaste para o ensaio de simulação em pista de laboratório	152
Figura 5.13 – Vista do equipamento de ensaio de simulação em pista existente no LNEC	153
Figura 5.14– Aspecto de uma amostra antes e depois de ser submetida ao ensaio de simulação em pista	153
Figura 5.15 - Exemplo do resultado de ensaios de simulação em pista realizados no LNEC	155
Figura 5.16 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, em Lisboa	161
Figura 5.17 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, em Braga	161
Figura 5.18 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, no Porto	162
Figura 5.19 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, em Beja	162
Figura 5.20 – Metodologia para avaliação do comportamento à deformação permanente (fase linear)	167
Figura 5.21 – Métodos de dimensionamento incrementais (<i>adaptado de COST 333, 1999</i>).....	168
Figura 6.1 – Localização do trecho do IP7/A6, em estudo	176
Figura 6.2 – Estrutura do pavimento flexível do sub-lanço Vila Boim/Caia, do IP7/A6	178
Figura 6.3 – Aplicação, espalhamento e compactação da mistura betuminosa na camada de desgaste do IP7/A6, no sub-lanço em estudo.....	178
Figura 6.4 – Vista do trecho do IP7/A6, no sentido de Caia/Vila Boim, após entrada em serviço	178
Figura 6.5 – Curvas granulométricas das várias fracções de agregados (IP7/A6).....	181
Figura 6.6 – Curvas granulométricas da mistura de agregados recuperados (IP7/A6).....	182
Figura 6.7 – Aspectos de alguns dos tarolos recolhidos do pavimento do IP7/A6	191

Figura 6.8 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para dois tipos de pré-condicionamento – 500 e 1500 ciclos, para a temperatura de ensaio de 30°C (IP7/A6)	199
Figura 6.9 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para três tipos de pré-condicionamento – 0, 500 e 1500 ciclos, para a temperatura de ensaio de 40°C (IP7/A6).....	199
Figura 6.10 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para duas temperaturas de ensaio - 30°C e 40°C, sob o mesmo pré-condicionamento de 500 ciclos (IP7/A6)	200
Figura 6.11 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para duas temperaturas de ensaio - 30°C e 60°C, sob o mesmo pré-condicionamento de 1500 ciclos (IP7/A6)	200
Figura 6.12 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial estáticos, para provetes com diferentes porosidades (IP7/A6)	201
Figura 6.13 – Variação da deformação vertical acumulada em ensaio de simulação de amostras da camada de desgaste do IP7/A6, moldadas em laboratório.....	205
Figura 6.14 – Análise comparativa dos resultados de ensaios de simulação realizados sobre lajetas extraídas do pavimento e moldadas em laboratório (IP7/A6)	205
Figura 6.15 – Variação da velocidade de deformação $V_{105/120}$ com a temperatura de ensaio (IP7/A6)	207
Figura 6.16 – Representação gráfica das extensões verticais obtidas em ensaio de compressão uniaxial cargas repetidas sobre amostras do IP7/A6	209
Figura 6.17 – Curvas granulométricas das várias frações de agregados (EN14)	215
Figura 6.18 – Curvas granulométricas das misturas de agregados recuperados (EN14).....	216
Figura 6.19 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para duas temperaturas de ensaio – 30°C e 40°C e para três condições de pré-condicionamento – 0, 500 e 1500 ciclos (EN14).....	223
Figura 6.20– Variação da deformação vertical acumulada em ensaio de simulação de lajetas da EN14	226
Figura 6.21 – Variação da velocidade de deformação $V_{105/120}$ com a temperatura de ensaio (EN14).....	227
Figura 6.22 – Variação do coeficiente de viscosidade com a temperatura em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas (EN14).....	230
Figura 6.23 – Análise comparativa das granulometrias das duas misturas betuminosas	237
Figura 6.24 - Malha de elementos finitos utilizada na modelação do ensaio de simulação (<i>adaptado de Ferreira, P.; Freire, A. C.; Batista, A.; Quaresma, L.; Rocha de Almeida, J., 2000(a)</i>).....	239
Figura 6.25 - Deformação vertical acumulada no centro da lajeta, à superfície, obtida através da modelação numérica do ensaio de simulação (<i>adaptado de Ferreira, P., 2001</i>).....	240

Figura 6.26 - Relação entre a deformação permanente por ciclo e o valor de η_1 (<i>adaptado Ferreira, P. et al., 2000 (a)</i>).....	241
Figura A.1 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Junho	277
Figura A.2 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Julho	277
Figura A.3 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Agosto.....	278
Figura A.4 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Setembro	278
Figura A.5 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Junho	279
Figura A.6 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Julho	279
Figura A.7 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Agosto.....	280
Figura A.8 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Setembro	280
Figura A.9 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Junho	281
Figura A.10 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Julho	281
Figura A.11 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Agosto.....	282
Figura A.12 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Setembro	282
Figura A.13 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Beja, durante o mês de Junho.....	283
Figura A.14 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Beja, durante o mês de Julho.....	283
Figura A.15 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Agosto.....	284
Figura A.16 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Beja, durante o mês de Setembro.....	284

ÍNDICE DE QUADROS

	Pág.
Quadro 2.1- Efeito da variação de alguns factores no comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.....	22
Quadro 2.2 – Alguns modelos e ensaios propostos por diversos autores para previsão das deformações permanentes.....	43
Quadro 3.1 – Parâmetros do modelo de Burgers para diferentes temperaturas (COST 333, 1999) ...	66
Quadro 3.2 – Modelos reológicos e suas expressões analíticas (<i>adaptado de COST 333, 1999</i>).....	72
Quadro 4.1 – Normas e procedimentos de ensaio especificados para o ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas.....	104
Quadro 4.2 – Características dos vários equipamentos e metodologias de ensaio de simulação em pista de laboratório.....	126
Quadro 4.3 - Análise comparativa dos vários ensaios laboratoriais para caracterização do comportamento à deformação permanente.....	131
Quadro 5.1 – Hipóteses consideradas na análise de sensibilidade dos parâmetros constituintes do modelo de Burgers.....	146
Quadro 5.2 – Características gerais do ensaio de simulação em pista de laboratório.....	151
Quadro 5.3 - Velocidade máxima de deformação $V_{105/120}$ a 60°C para o ensaio de simulação (<i>adaptado da Especificação da D. G. Carreteras, 1989</i>).....	154
Quadro 5.4 – Temperaturas a 2,5 cm de profundidade, nas camadas betuminosas para dias extremos, para Braga, Porto, Lisboa e Beja.....	164
Quadro 5.5 – Temperaturas de ensaio propostas.....	164
Quadro 6.1 – Condições de preparação dos provetes e de execução dos ensaios realizados.....	173
Quadro 6.2 – Nomenclatura de identificação dos provetes para ensaio.....	175
Quadro 6.3 – Elementos de tráfego considerados para o dimensionamento do pavimento do IP7/A6, no sub-lanço em análise.....	177
Quadro 6.4 – Massas volúmicas e absorção de água (IP7/A6).....	180
Quadro 6.5 - Granulometria das fracções granulométricas (IP7/A6).....	181
Quadro 6.6 - Granulometria da mistura de agregados recuperados (IP7/A6).....	182

Quadro 6.7 – Índices de lamelação e alongamento (IP7/A6)	183
Quadro 6.8 – Percentagem de material “britado”(IP7/A6) ⁽¹⁾	184
Quadro 6.9 – Resultados do ensaio de desgaste de Los Angeles (IP7/A6).....	184
Quadro 6.10 – Resultados do ensaio de equivalente de areia (IP7/A6).....	185
Quadro 6.11 – Resultados do ensaio de azul de metileno (IP7/A6)	185
Quadro 6.12 – Características do betume original e com aditivo, a utilizar na mistura betuminosa do IP7/A6	187
Quadro 6.13 - Características do betume recuperado da mistura betuminosa da camada de desgaste do pavimento do IP7/A6	188
Quadro 6.14 – Percentagem ponderal de betume da mistura betuminosa do IP7/A6	190
Quadro 6.15 – Baridade da mistura compactada recolhida do pavimento do IP7/A6	191
Quadro 6.16 – Porosidades e graus de compactação dos tarolos recolhidos da camada de desgaste do IP7/A6	194
Quadro 6.17 – Extensão irreversível acumulada obtida em ensaios de compressão uniaxial estático (IP7/A6).....	198
Quadro 6.18 – Características volumétricas das lajetas do IP7/A6.....	203
Quadro 6.19 – Resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório das amostras do IP7/A6	203
Quadro 6.20 – Valores médios e desvios-padrão dos resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório das amostras do IP7/A6	206
Quadro 6.21 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas (IP7/A6).....	210
Quadro 6.22 – Valores médios, desvio padrão e coeficiente de variação do parâmetro η_1 obtido em ensaio uniaxial de cargas repetidas, por alinhamento (IP7/A6)	211
Quadro 6.23 – Elementos de tráfego considerados para o dimensionamento do pavimento da EN14	213
Quadro 6.24 - Granulometria das fracções granulométricas (EN14).....	214
Quadro 6.25 - Granulometria da mistura de agregados recuperados (EN14).....	215
Quadro 6.26 – Índices de lamelação e alongamento (EN14)	216
Quadro 6.27 – Resultados do ensaio de desgaste de Los Angeles (EN14).....	217
Quadro 6.28 – Resultados do ensaio de equivalente de areia (EN14).....	217
Quadro 6.29 - Características do betume recuperado da mistura betuminosa (EN14).....	218
Quadro 6.30 – Percentagem ponderal de betume da mistura betuminosa (EN14).....	219

Quadro 6.31 - Baridade da mistura compactada recolhida da EN14	220
Quadro 6.32 - Porosidades e graus de compactação.....	221
Quadro 6.33 – Extensão irreversível obtida em ensaios de compressão uniaxial estático (EN14) ...	223
Quadro 6.34 – Características volumétricas das lajetas da EN14 ensaiados	225
Quadro 6.35 – Resultados do ensaios de simulação em pista das lajetas da EN14	225
Quadro 6.36 – Valores médios e desvios padrão dos resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório das amostras da EN14	226
Quadro 6.37 – Condições de ensaio e valores do coeficiente de viscosidade obtidos (EN14).....	229
Quadro 6.38 – Efeito da temperatura de ensaio no comportamento à deformação permanente	232
Quadro 6.39 – Resultados da modelação numérica do ensaio de simulação em pista	242

GLOSSÁRIO DOS SÍMBOLOS

Na redacção deste documento procurou-se utilizar uma simbologia clara, concisa e coerente, evitando que o mesmo símbolo apresente significados distintos. Seguidamente apresentam-se os principais símbolos, siglas e abreviaturas utilizados.

Maiúsculas latinas

- ATS** – *Automated Testing System*
- CBR** - *California Bearing Ratio*
- BB** – betão betuminoso geralmente colocado em camada de desgaste
- E** - módulo de elasticidade ou de Young; módulo de rigidez (relativo a betumes); módulo de deformabilidade (relativo a camadas betuminosas ou granulares de um pavimento ou aos solos de fundação); Especificação LNEC
- NP** – Norma Portuguesa
- P** – penetração (característica do betume)
- T** – temperatura
- TA** – temperatura média do ar
- V** – percentagem volumétrica de um dos constituintes de uma misturas betuminosa
- VMA** - vazios na mistura de agregados
- Z** - espessura das camadas de um pavimento

Minúsculas latinas

- a** – raio da área carregada; constante para uma dada mistura
- b** - constante para uma dada mistura
- c** – constante para uma dada mistura
- d** – constante para uma dada mistura; densidade; deformação
- f** – frequência
- h** – espessura de uma camada do pavimento
- p** – percentagem; pressão de contacto dos pneus dos veículos com a superfície do pavimento

- pen** – penetração (característica do betume)
t – tempo; tempo de carga; tempo de repouso
x – coordenada
y – coordenada
z – coordenada; profundidade

Alfabeto grego

- α - coeficiente
 β - coeficiente; parâmetro
 ε - extensão
 ϕ - ângulo de fase
 γ - massa volúmica
 η - coeficiente de viscosidade
 ν - coeficiente de Poisson
 σ - tensão normal
 τ - tensão tangencial; parâmetro do modelo de Huet

Índices

- 200** – índice relativo à percentagem de material passado no peneiro ASTM nº200
a – agregado
ab - anel e bola (relativo à temperatura de amolecimento de anel e bola do betume)
adm – admissível
b – betume
ba – betume absorvido
bef – betume “efectivo”
f – final
i – inicial; índice relativo a um processo iterativo; interno
j – índice relativo a um processo iterativo
lab – laboratório
máx – máximo
mist – mistura

v – vazios; volume

Abreviaturas de entidades e organizações

- AASTHO** – American Association of State Highway Officials (anteriormente designada por AASHO)
- AI** – Asphalt Institute (USA)
- ASTM** – American Society for Testing and Materials (USA)
- CRR** – Centre de Recherches Routières (B)
- EAPA** – European Asphalt Pavement Association
- ICERR** – Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária (P)
- IEP** – Instituto de Estradas de Portugal (P)
- INMG** – Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (P)
- JAE** – Junta Autónoma de Estradas (P)
- LCPC** – Laboratoire Central des Pont et Chaussées (F)
- LNEC** – Laboratório Nacional de Engenharia Civil (P)
- IPQ** – Instituto Português da Qualidade
- RILEM** – Réunion Internationale des Laboratoires d'Éssais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions
- SHELL** – Shell International Petroleum Company Limited
- SHRP** – Strategic Highway Research Program (USA)
- TRB** – Transportation Research Board (USA)
- UC** – Universidade de Coimbra (P)

Capítulo 1

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. Enquadramento

Nas últimas décadas tem vindo a verificar-se, em Portugal e no resto do mundo, um acentuado crescimento do volume de tráfego rodoviário e das cargas transportadas pelos veículos pesados. Tem-se observado, igualmente, um aumento das exigências funcionais, relacionadas com a segurança e conforto do utente da estrada, a par das preocupações de carácter ambiental, o que conduz à necessidade de pavimentos rodoviários cada vez mais resistentes e duráveis.

Contudo, as características funcionais de um pavimento evoluem ao longo do tempo, durante a sua vida útil, não só devido ao desgaste produzido na superfície pela passagem dos veículos e pela acção dos agentes atmosféricos, mas como resultado da repetida aplicação de esforços no interior das camadas do pavimento, devidos à acção dos rodados dos veículos, da qual resulta uma degradação das características estruturais do pavimento.

Torna-se portanto fundamental que durante a vida útil de um pavimento se mantenham as características funcionais e estruturais, por forma a evitar a perda de conforto e de segurança dos utentes, bem como maior desgaste dos veículos e maiores consumos de energia.

Como degradações mais frequentes nas estruturas dos pavimentos flexíveis, que conduzem à redução das condições de serviço, referem-se o fendilhamento, a deformação e a desagregação da camada de desgaste, cujas principais causas podem ou não estar associadas ao tráfego.

Como principais mecanismos de degradação associados ao comportamento das misturas betuminosas na estrutura do pavimento referem-se:

- o fendilhamento por fadiga, por repetida instalação de tensões de tracção devidas à passagem dos veículos pesados. Este mecanismo pode iniciar-se à superfície do pavimento devido à combinação das acções dos rodados dos veículos com as acções climáticas, ou na base das camadas betuminosas, onde as tensões de tracção induzidas pelos veículos são mais elevadas;
- a deformação permanente, acumulada devida à passagem dos rodados dos veículos pesados, contribuindo para a formação de *cavados de rodeira*;
- a fractura que ocorre sob temperaturas baixas, conduzindo à ocorrência de fendas transversais.

Dadas as condições climáticas verificadas no nosso país, o mecanismo de fractura devido a baixas temperaturas, não é relevante. Estudos relativos à fadiga de misturas betuminosas têm sido desenvolvidos intensamente em todo o mundo, tendo sido elaboradas no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) duas teses sobre este assunto (Azevedo, M. C., 1993; Gontijo, P., 1979).

As deformações permanentes ocorridas nas camadas betuminosas, nas camadas granulares e no solo de fundação traduzem-se pelo aparecimento, à superfície do pavimento, de depressões longitudinais nas zonas de passagem dos rodados dos veículos pesados (*cavados de rodeira*), acompanhadas, por vezes, por elevações nas zonas laterais contíguas.

A existência de *cavados de rodeira*, ao favorecer a acumulação de água sobre a superfície dos pavimentos, reduz a aderência pneu/pavimento, podendo originar fenómenos de hidroplanagem, reflectindo-se num agravamento das condições de segurança da circulação rodoviária.

No âmbito da Acção COST 333 – “*Development of New Bituminous Pavement Design Methods*”, liderada pelo LNEC, foi levada a cabo uma revisão dos métodos de dimensionamento de pavimentos utilizados actualmente, a par da identificação dos principais aspectos a ter em conta no desenvolvimento de novos métodos, mais avançados, que considerem de modo mais realista o comportamento dos pavimentos flexíveis. De entre

as principais conclusões alcançadas até ao presente, destaca-se a necessidade de vir a considerar a contribuição da deformação permanente das camadas betuminosas na deformação total da estrutura, que não é ainda considerada na generalidade dos actuais métodos de dimensionamento de pavimentos.

O projecto AMADEUS - “*Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structure*” – no qual o LNEC também participou, foi iniciado por um conjunto de 15 países com o objectivo de avaliar a utilização de diversos modelos avançados de dimensionamento de pavimentos, a nível europeu.

As conclusões alcançadas mostram a existência de diversos modelos e correspondentes mecanismos de degradação. No entanto, até à presente data, nenhum dos modelos analisados tem em consideração todos os tipos de mecanismos ou as possíveis relações entre eles (COST 333, 1999; AMADEUS, 1999).

A circulação de veículos pesados com rodados simples de base larga em substituição dos rodados duplos tem contribuído, em toda a Europa, para o aumento dos *cavados de rodeira*, constituindo uma preocupação da Acção COST 334 – “*Effects of Wide Single Tyres and Dual Tyres*”, na qual o LNEC participou. Neste projecto foi dado um destaque especial à deformação permanente das misturas betuminosas, induzida pelos diversos tipos de rodados dos veículos pesados (Quaresma, L. *et al.*, 2000(a); Quaresma, L. *et al.*, 2000(b)).

Nos Estados Unidos da América (EUA), refira-se o programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*), onde foi incluído um projecto para o estudo da deformação permanente em misturas betuminosas, tendo dado origem ao desenvolvimento e à implementação de novas técnicas de ensaio (SHRP-A-415, 1994).

Quando as temperaturas do pavimento atingem valores elevados durante o verão, o estudo do comportamento das misturas betuminosas do ponto de vista da deformação permanente é particularmente importante.

No entanto, nos métodos correntemente utilizados no dimensionamento dos pavimentos flexíveis, a limitação dos *cavados de rodeira* tem sido feita apenas com base em critérios que fixam um valor máximo para a extensão vertical no topo do solo de fundação. Este procedimento tem em consideração, de forma aproximada, a contribuição das camadas do pavimento para a ocorrência de deformações permanentes.

Com o aumento do volume de tráfego e mesmo do valor das cargas por eixo dos veículos pesados, tem-se verificado uma tendência para o aumento das espessuras das camadas de misturas betuminosas na estrutura do pavimento, sendo portanto cada vez maior a parcela de contribuição destas camadas para a ocorrência de deformações permanentes.

Tem-se vindo pois, a sentir cada vez mais a necessidade de aumentar os conhecimentos sobre o comportamento das misturas betuminosas no que se refere à deformação permanente. Esta situação é também sentida noutros países, nomeadamente europeus, no Canadá e nos Estados Unidos da América.

Torna-se portanto fundamental a existência de uma metodologia que possa avaliar, de uma forma racional, o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, e que tenha em consideração, quer as condições climáticas, quer as acções do tráfego, existentes no nosso país.

Com este trabalho pretende-se, fazer a análise crítica do estado dos conhecimentos no que se refere à deformação permanente de misturas betuminosas em pavimentos rodoviários, e promover a implementação de uma metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente deste tipo de materiais, considerando o seu comportamento viscoelástico.

Dá-se particular destaque ao fenómeno da deformação permanente verificado nas camadas de desgaste, dado serem estas as que se encontram em situação mais desfavorável, uma vez que são as mais solicitadas pela passagem repetida dos rodados dos veículos e pelas acções climatéricas.

1.2. Objectivos

O principal objectivo deste trabalho é pois o de contribuir para um melhor conhecimento do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste de pavimentos rodoviários, possibilitando a implementação de metodologias e critérios de avaliação daquele comportamento, e contribuindo para a elaboração de especificações que permitam a selecção de materiais adequados às exigências actuais. Como principais aspectos abordados referem-se a caracterização do comportamento

viscoelástico destes materiais, a execução e interpretação de ensaios laboratoriais com aplicação de cargas estáticas e repetidas, que traduzam as condições observadas *in situ* e a modelação do seu comportamento à deformação permanente.

Implementaram-se métodos de ensaio laboratoriais adequados aos estudos, procurando que as condições de ensaio reproduzissem o mais correctamente possível as condições verificadas *in situ*, nomeadamente as acções climáticas, e as solicitações a que o material fica sujeito quando incluído na estrutura do pavimento, sob a acção do tráfego.

Para a concretização dos objectivos propostos foi necessário proceder à adaptação de equipamento de ensaio existente, por forma a executar ensaios com aplicação de cargas repetidas, em condições de temperatura controlada.

Para tal procedeu-se à instalação de uma câmara de temperatura controlada, que permite a obtenção de temperaturas de +5°C a +75°C, com um erro de 0,5°C. Desenvolveu-se uma metodologia de caracterização do comportamento à deformação permanente, com o estabelecimento das temperaturas de ensaio a adoptar, função das condições climáticas, do nível de tensão aplicada, e dos tempos de carga e de descarga, tendo em atenção as acções induzidas pelo tráfego.

A metodologia desenvolvida neste trabalho foi aplicada ao estudo de materiais com diferentes características, quer no que respeita à composição volumétrica da mistura, quer aos tipos de agregado e de ligante betuminoso. As misturas betuminosas ensaiadas foram misturas habitualmente empregues no nosso país, em camadas de desgaste. Os ensaios realizados, complementados com outros, poderão fornecer orientações relativas à sua utilização.

O trabalho desenvolvido permitiu assim atingir os seguintes resultados:

- síntese dos conhecimentos no domínio da deformação permanente de misturas betuminosas;
- desenvolvimento de procedimentos de ensaios e de análise de resultados, que permitem a caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas tendo em consideração as suas características viscoelásticas;

- aquisição de conhecimentos sobre o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste de pavimentos construídos em Portugal.

1.3. Organização do trabalho

Nesta secção descreve-se a forma como se organizou o trabalho por forma a concretizar os objectivos inicialmente propostos, de acordo com a programação constante do plano de tese (Freire, A. C., 1998).

O presente trabalho está organizado em 7 capítulos, incluindo este primeiro capítulo, onde se teceram algumas considerações gerais relativamente ao tema abordado, permitindo o seu enquadramento no conjunto das preocupações que presentemente norteiam os estudos relativos a pavimentos rodoviários, se apresentam os objectivos do trabalho, e se enumeram as principais acções desenvolvidas.

No Capítulo 2 faz-se uma análise do mecanismo da deformação permanente em pavimentos rodoviários – *cavados de rodeira* – apresentando-se os vários métodos de caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, bem como os principais factores que influenciam aquele comportamento.

No Capítulo 3 apresenta-se o modelo de comportamento estrutural proposto no desenvolvimento da metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas. Evidencia-se a contribuição dos vários materiais constituintes das camadas dos pavimentos e o tipo de solicitações aplicadas. Referem-se os vários modelos reológicos que permitem modelar o comportamento dos materiais betuminosos que constituem as camadas betuminosas. Apresenta-se a metodologia de cálculo adoptada na modelação matemática do comportamento estrutural dos pavimentos à deformação permanente, recorrendo ao método dos elementos finitos.

No Capítulo 4 são descritas e analisadas as técnicas laboratoriais mais utilizadas na caracterização do comportamento dos materiais betuminosos à deformação permanente, bem como os vários equipamentos de ensaio existentes. São igualmente referidos os sistemas de medida, aquisição e tratamento de resultados. Tendo em consideração os

objectivos do estudo e as características dos materiais em apreço, seleccionaram-se os equipamentos e as condições de ensaio a utilizar, após a apresentação e aplicação de determinados critérios de selecção.

No Capítulo 5 apresenta-se a metodologia proposta para avaliação do comportamento à deformação permanente. São evidenciados os vários factores que influenciam aquele comportamento, bem como a forma como foram considerados. Descrevem-se pormenorizadamente os métodos de ensaio adoptados com a apresentação dos procedimentos desenvolvidos para a interpretação de resultados, considerando o comportamento viscoelástico dos materiais betuminosos. Definem-se as condições de serviço a considerar para os pavimentos rodoviários, referindo-se a temperatura de serviço verificada nos pavimentos e a aplicação das solicitações. Propõem-se valores limites das temperaturas de ensaio a considerar, tendo em atenção os limites máximos observados em Portugal. Finalmente, apresenta-se de uma forma sistematizada a metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente. Em anexo apresenta-se a variação da temperatura de serviço no pavimento, a 2,5 cm de profundidade, para quatro locais de Portugal – Lisboa, Porto, Braga e Beja, nos meses de Junho a Setembro.

No Capítulo 6 apresentam-se, analisam-se os resultados experimentais obtidos com a aplicação da metodologia de caracterização do comportamento à deformação permanente anteriormente proposta, a duas misturas betuminosas aplicadas nas camadas de desgaste do pavimento do IP7/A6 e da EN14, em Elvas e nas proximidades de Braga, respectivamente.

No Capítulo 7, apresenta-se uma síntese das principais conclusões deste trabalho. São também identificados os principais aspectos a desenvolver no futuro, por forma a prosseguir os estudos iniciados com o presente trabalho, e a consolidar as conclusões alcançadas.

Capítulo 2

DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE MISTURAS BETUMINOSAS

2. DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE MISTURAS BETUMINOSAS

2.1. Introdução

Os pavimentos rodoviários devem constituir uma superfície desempenada e sem deformações permanentes que suporte a acção do tráfego a que estes se destinam, garantindo determinadas condições de serviço ao longo da sua vida útil.

Para tal, a estrutura de um pavimento rodoviário deve ser projectada de modo a garantir que, ao longo dessa vida útil, não se atingem determinados estados de ruína, que afectam as respectivas condições de serviço.

Um dos estados de ruína considerados no dimensionamento de pavimentos é o aparecimento, à superfície, de depressões longitudinais ao longo das zonas de passagem dos rodados de veículos pesados (rodeiras), geralmente designadas por *cavados de rodeira*.

Embora, no caso mais geral, os *cavados de rodeira* possam ser o resultado da contribuição de deformações permanentes ocorridas em todas as camadas constituintes do pavimento e na respectiva fundação, os critérios de dimensionamento geralmente adoptados têm em vista apenas a limitação da contribuição do solo de fundação para a sua formação. Estes critérios são traduzidos por expressões que relacionam a extensão vertical de compressão máxima no solo de fundação, com o número de aplicações da carga que induz essa extensão.

Admite-se que, se forem estudadas e posteriormente controladas as características de comportamento à deformação permanente dos materiais aplicados, usando uma adequada

formulação e uma correcta aplicação dos mesmos em obra, é possível limitar as deformações permanentes observadas à superfície do pavimento através da limitação da contribuição do solo de fundação. Desta forma, ao estabelecer, na fase de projecto, limites para os valores das extensões ao nível do solo de fundação, pretende-se garantir que a profundidade da rodeira observada na camada de desgaste não ultrapasse os valores especificados, durante a vida útil do pavimento.

Contudo, em Portugal como no resto do mundo, tem-se observado um aumento significativo da contribuição das camadas betuminosas para o aparecimento de *cavados de rodeira* nos pavimentos flexíveis. Este fenómeno é devido fundamentalmente ao acentuado crescimento do volume de tráfego de veículos pesados e à adopção de rodados simples de base larga em substituição dos rodados duplos, cuja configuração tem contribuído significativamente para o aparecimento de deformações permanentes nas camadas betuminosas.

No âmbito das actividades desenvolvidas pela Acção COST 333 foi apresentado aos países participantes um inquérito sobre as principais formas de degradação observadas nos pavimentos em serviço, tendo sido adoptada uma escala de importância crescente, de 0 a 5, em que o valor 0 corresponde à inexistência de um dado tipo de degradação, o valor 1, que ocorre ocasionalmente, e o valor 5 indica a degradação preponderante (COST 333, 1999). Os valores acumulados são apresentados na Figura 2.1, sendo evidente a preponderância do fenómeno da deformação permanente.

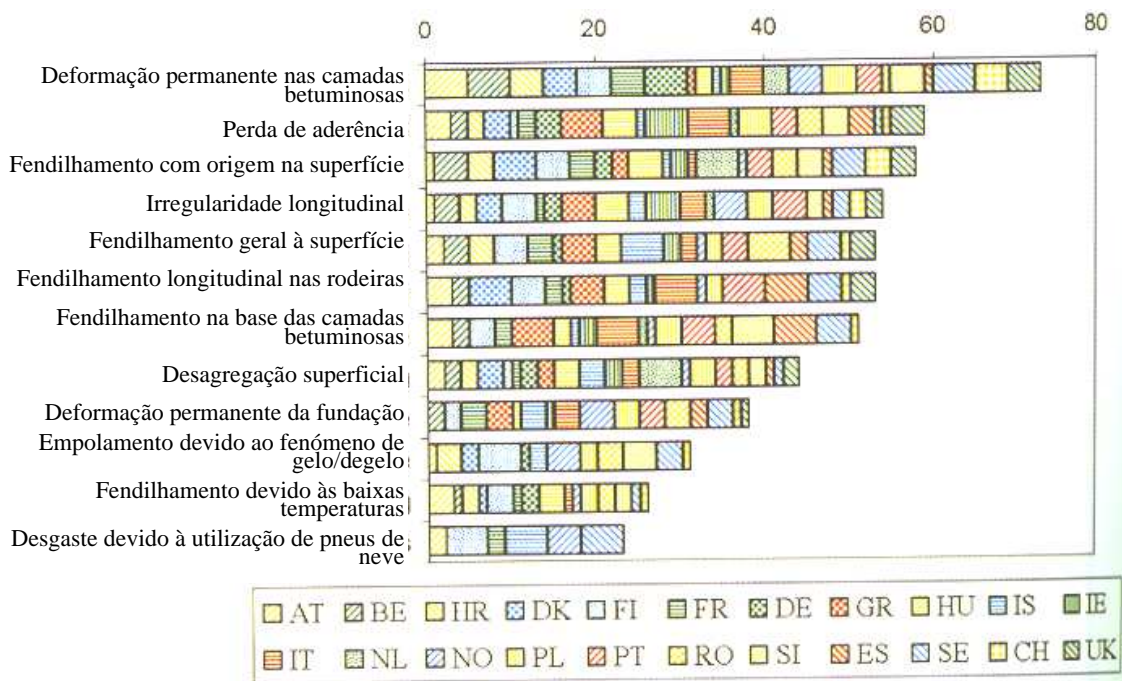


Figura 2.1 – Principais degradações observadas nos pavimentos (adaptado de COST 333, 1999)

A formação de *cavados de rodeira* em pavimentos flexíveis apresenta uma expressão particularmente importante devido às temperaturas que ocorrem no Verão, as quais provocam uma acentuada redução da viscosidade dos ligantes betuminosos, proporcionando o aparecimento de deformações permanentes nas camadas betuminosas.

O comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas constitui assim um factor muito importante a ter em consideração, quer na fase de projecto – dimensionamento e elaboração das especificações dos materiais a utilizar – quer na fase de construção.

Presentemente, ainda não é usual utilizar métodos de previsão da evolução das degradações em pavimentos que considerem a contribuição das camadas betuminosas para a formação de *cavados de rodeira*. Isto resulta, quer da falta de modelos adequados que simulem o comportamento à deformação permanente das várias camadas constituintes do pavimento, quer do desconhecimento de parâmetros que caracterizem fenomenologicamente o comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente em função das condições em que se dá a circulação do tráfego, nomeadamente de temperatura e das acções induzidas pelo tráfego (velocidade de circulação e modo de aplicação das cargas transportadas). As misturas betuminosas, ou mais propriamente os ligantes betuminosos, apresentam um comportamento viscoelástico, função das condições de solicitação em serviço, o qual afecta significativamente a contribuição das camadas betuminosas na formação dos *cavados de rodeira*.

Torna-se portanto premente estudar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas tendo em vista o estabelecimento de metodologias de avaliação adequadas, que permitam ter em conta a influência das características das misturas aplicadas, nas condições de serviço do pavimento.

As deformações permanentes em pavimentos flexíveis tem tendência para aumentar com a repetida aplicação das acções devidas ao tráfego, resultando em *cavados de rodeira*.

Estas deformações podem ter origem em diversos mecanismos ou combinações de mecanismos, tais como:

- perda de material da camada de desgaste (Figura 2.2a);
- deformações permanentes das camadas inferiores do pavimento e da fundação (Figura 2.2b);
- deformações permanentes das camadas betuminosas superiores (Figura 2.2c). Neste caso, as depressões são geralmente acompanhadas por elevações nas zonas laterais contíguas.

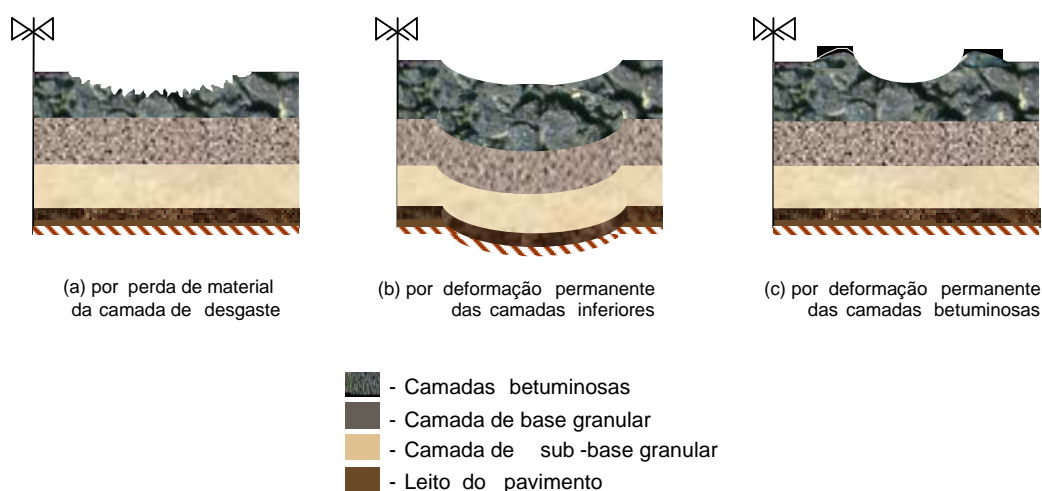


Figura 2.2 – Representação esquemática dos vários tipos de *cavados de rodeira* observados em pavimentos flexíveis

Observa-se assim que a contribuição das camadas betuminosas para a formação de *cavados de rodeiras* é o resultado da combinação de uma densificação (diminuição de volume e conseqüente aumento de densidade) e de deformações por corte, sob a acção dos rodados dos veículos pesados.

Na Figura 2.3 representa-se esquematicamente, por forma a possibilitar uma melhor compreensão, a forma dos *cavados de rodeira* resultantes da passagem de rodados duplos

(a) e de rodados simples de base larga (b), correspondentes à deformação permanente verificada nas camadas betuminosas. Refira-se, no entanto, que nos pavimentos em serviço, devido à elevada dispersão lateral da zona de passagem dos veículos (*lateral wander*, na terminologia inglesa), não é usual observar-se *cavados de rodeira* com formas tão definidas e pronunciadas.

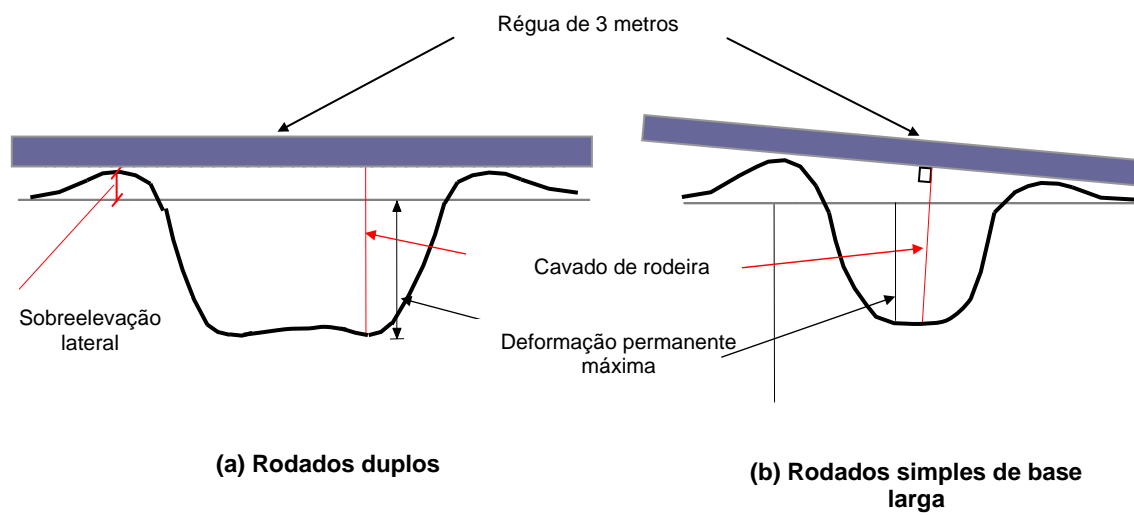
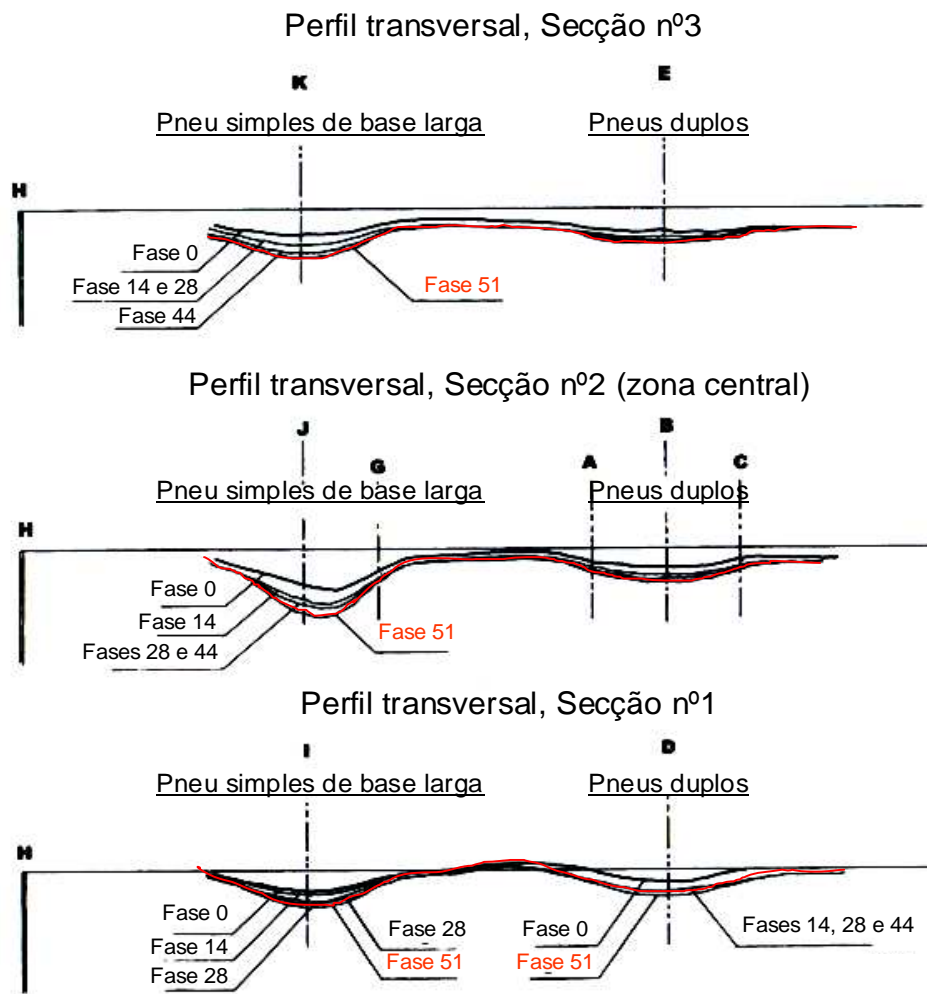


Figura 2.3 – Representação esquemática de *cavados de rodeira* resultantes da passagem de rodados duplos e de rodados simples de base larga

De acordo com o projecto de norma europeia ainda em fase de desenvolvimento, WI 00227133 “*Road transverse evenness – Definition of transverse evenness (and cross profile) indices – Test methods*”, o *cavado de rodeira* é definido como o valor correspondente ao desvio máximo da superfície do pavimento, relativamente a uma recta definida por uma régua com determinado comprimento, assente sobre o pavimento.

Na Figura 2.4 apresentam-se os perfis transversais obtidos no pavimento da pista de ensaios da EPFL (*École Polytechnique Fédérale de Lausanne*) designada por Halle- Fosse, ilustrando o efeito do número de passagens de um rodado simples de base larga e de um rodado duplo, numa pista de ensaios à escala real, cujo pavimento é constituído por 8 cm de misturas betuminosas (3 cm em camada de desgaste e 5 cm em camada de base), 40 cm de camada de base granular e 152 cm de solo de fundação (COST 333, 1999).

Os estudos conduzidos na pista de ensaios Halle-Fosse compreenderam a realização de ensaios sobre uma estrutura de pavimento instrumentada, sob 5 temperaturas de ensaio diferentes (-10°C; 0°C; +10°C; +20°C e +30°C), considerando-se, para cada uma das temperaturas, aplicações de carga distintas (8t; 10t; 11,5t e 13t). Para cada uma das temperaturas de ensaio e de carga aplicada consideraram-se duas configurações de pneus: pneus duplos e pneus simples de base larga. A velocidade de aplicação da carga foi mantida constante a 12 km/h (Freire, A. C., 1999).



LEGENDA: Fase 0: 60242 passagens; Fase 14:199430 passagens; Fase 28: 341268 passagens; Fase 44: 501052 passagens; Fase 51: 832194 passagens.

Figura 2.4 - Efeito da acumulação do número de aplicações de carga na pista de ensaios (adaptado de COST 333, 1999)

Na Figura 2.5 apresenta-se o aspecto do sistema de condicionamento da temperatura (a), o sistema de aplicação das cargas (b), bem como a localização dos vários aparelhos de instrumentação do pavimento (c) da Halle-Fosse, existente na EPFL em Lausanne – Suíça.



Figura 2.5 – Halle-Fosse – vários aspectos (Freire, A. C., 1999)

2.2. Factores que afectam o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas

2.2.1. Generalidades

Sendo as misturas betuminosas materiais constituídos por agregados, betume e ar, as suas propriedades mecânicas dependem das proporções relativas destes componentes, assim como das características intrínsecas do betume e dos agregados. Os agregados correspondem, em geral, a uma percentagem volumétrica de cerca de 80 a 85% e o betume a uma percentagem de 8 a 13 %, do volume total da mistura betuminosa.

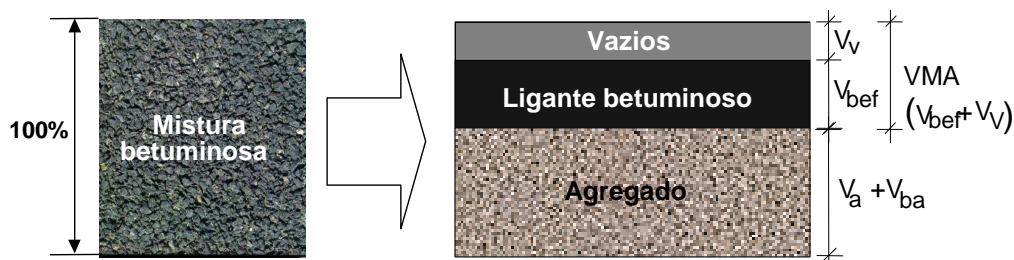
A composição de uma mistura betuminosa é geralmente estabelecida com base num estudo de formulação, no qual se estabelecem os constituintes da mistura (agregados de diversas dimensões e betume) e respectivas proporções, por forma a obedecer às especificações do caderno de encargos.

Em geral uma mistura betuminosa pode ser caracterizada como um material composto por três fases, podendo individualizar-se:

- A fase *sólida*, constituída pelos agregados e eventuais aditivos minerais ou fibras;
- A fase *fluída*, correspondente ao betume;
- A fase *gasosa*, relativa aos vazios.

Uma característica importante dos betumes é que a sua viscosidade é variável com a temperatura. Assim, dado que para temperaturas elevadas o seu estado é menos viscoso, praticamente líquido, podem ser adequadamente misturados com os agregados e a mistura resultante colocada em obra e compactada. Após execução, atingido o equilíbrio térmico com as condições ambientes, a viscosidade do ligante aumenta de tal forma que as camadas betuminosas podem exibir as características necessárias ao desempenho das suas funções no pavimento.

A baixas temperaturas, os betumes podem, para efeitos práticos, considerar-se como sólidos elásticos e lineares. Estes materiais podem assim ser considerados viscosos a altas temperaturas e elásticos a baixas temperaturas, apresentando um comportamento viscoelástico para temperaturas intermédias. Na Figura 2.6 apresentam-se de forma esquemática os componentes de uma mistura betuminosa bem como as principais grandezas definidoras das várias relações volumétricas.

**LEGENDA:**

- V_v – percentagem volumétrica de vazios (porosidade);
- V_a – percentagem volumétrica de agregado;
- V_b – percentagem volumétrica de betume;
- V_{ba} – percentagem volumétrica de betume absorvido;
- V_{bef} – percentagem volumétrica efectiva de betume (betume que garante a ligação entre as partículas do agregado, excluindo a quantidade absorvida pelos poros do agregado);
- VMA – volume de vazios na mistura de agregados (espaço entre as partículas de agregados de uma mistura compactada, incluindo o volume de vazios e o volume de betume efectivo).

Figura 2.6– Composição volumétrica de uma mistura betuminosa

Do exposto anteriormente, pode concluir-se que o comportamento mecânico das camadas betuminosas, e em particular no que se refere à deformação permanente, é afectado por diversos factores, sendo de nomear a contribuição (vd. Quadro 2.1):

- i) das propriedades dos vários constituintes das misturas (agregados, betume e eventuais aditivos);
- ii) da composição das misturas betuminosas (proporções de betume e de cada fracção de agregado), das características de compactidade e dos processos de compactação;
- iii) das condições de serviço, nomeadamente a temperatura e as acções devidas ao tráfego.

No que respeita aos agregados, a textura superficial, ao passar de lisa a rugosa, a granulometria, de descontínua a contínua, a forma das partículas de agregados, de roladas a britadas, de lamelares a cúbicas, e o aumento da dimensão máxima do agregado, podem

melhorar significativamente o comportamento da mistura à deformação permanente (Cooper, K., 1994). A composição volumétrica da mistura betuminosa, os processos de compactação e as condições de serviço, nomeadamente a temperatura, o valor da carga por roda, a pressão dos pneus e o número de aplicações de carga, afectam igualmente o desenvolvimento de deformações permanentes.

No Quadro 2.1 apresentam-se, sumariamente, os principais factores que influenciam o comportamento de misturas betuminosas no que respeita à deformação permanente, sendo referida, qualitativamente, a forma como essa influência se pode fazer sentir (*adaptado de Sousa, J. et al., 1991*).

Quadro 2.1- Efeito da variação de alguns factores no comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas

	Factor	Varição observada	Efeito na deformação permanente
Agregado	textura superficial	lisa a rugosa	diminui
	granulometria	descontínua a contínua	diminui
	forma	rolado a britado	diminui
		lamelar a cúbico	diminui
	dimensão máxima	aumento	diminui
Betume	rigidez (a)	aumento	diminui
Mistura Betuminosa	teor em betume	aumento	aumenta
	porosidade	aumento	aumenta (b)
	VMA	aumento	aumenta (c)
	processos de compactação	(d)	(d)
Condições de serviço	temperatura	aumento	aumenta
	carga por roda	aumento	aumenta
	pressão dos pneus	aumento	aumenta
	número de aplicações de carga	aumento	aumenta
	teor em água	seco a húmido	aumenta (e)
	velocidade de aplicação da carga	aumento	diminui

LEGENDA:

VMA – volume de vazios na mistura de agregados;

(a) refere-se à rigidez do betume correspondente à temperatura para a qual a aptidão para a formação de *cavados de rodadeira* é determinante. A utilização de betumes modificados aumenta o módulo de rigidez do betume para as temperaturas críticas, diminuindo assim a susceptibilidade à deformação permanente;

(b) quando a porosidade das misturas é da ordem de 3 a 4%, ou inferior, a uma diminuição da porosidade corresponde um aumento da propensão para deformações permanentes;

(c) valores de VMA muito baixos, inferiores a 10%, deverão ser evitados;

(d) o processo de compactação, quer em laboratório, quer em obra, influencia a estrutura do esqueleto mineral da mistura betuminosa, pelo que o comportamento à deformação permanente é afectado;

(e) no caso de a mistura betuminosa ser sensível à água.

Nos itens seguintes apresentar-se-á de forma mais detalhada a influência de alguns dos factores agora referidos no comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.

2.2.2. Influência do tipo de agregado e sua granulometria

Quando ocorre o fenómeno da deformação permanente, as partículas de agregado que constituem a mistura betuminosa sofrem um movimento relativo. Desta forma, qualquer característica que iniba este movimento, tende a reduzir a ocorrência daquele fenómeno. É importante que, no esqueleto mineral da mistura, se verifique o embricamento das partículas de agregado, pelo que, quer a forma, quer a textura dessas partículas são factores determinantes para o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas.

Ensaio de simulação em pista, do tipo “*wheel-tracking*”, realizados em laboratório, sobre misturas betuminosas com idênticas percentagens de betume, mas com diferentes tipos de agregados grossos (com dimensão superior a 4,75 mm) – graníticos e basálticos, britados ou não britados – evidenciaram *cavados de rodeira* duplos para o caso dos agregados não britados, quando comparados com os *cavados de rodeira* obtidos para os outros tipos de agregados britados (Brien, D., 1976).

Lajetas fabricadas com mistura betuminosa a aplicar em camada de desgaste, com material de origem aluvionar, e com vários tipos de agregados finos (com dimensão inferior a 4,75 mm) foram submetidas ao ensaio de simulação em pista, sendo possível avaliar a influência daquela característica no valor do cavado de rodeira obtido. Aquele autor utilizou a velocidade de escoamento de areias através de um funil com dimensões especificadas, como meio para quantificar a forma dos agregados finos.

Em Portugal, a utilização de agregado rolado, de origem aluvionar, requer que, para além da britagem das partículas para obtenção de um mínimo de três caras de fractura, se efectue a introdução de um aditivo que permita melhorar a adesividade entre o agregado e o ligante betuminoso utilizado (JAE, 1998).

Ugé , P. e Van de Loo, P. J. (1974) concluíram que misturas betuminosas fabricadas com agregados angulosos (obtidos por britagem) apresentam menores deformações e têm um comportamento mais estável do que misturas com a mesma composição e granulometria,

mas com agregado de natureza aluvionar. Aqueles autores utilizaram o ensaio de fluência por corte para investigar o comportamento à deformação permanente de misturas apresentando diferentes percentagens de material britado. Uma composição intermédia na qual somente a fracção areia é britada, apresenta melhor comportamento do que a mistura na qual a fracção grossa é britada e a fracção areia é rolada, embora a primeira contenha uma percentagem maior de partículas arredondadas (70% e 25%, respectivamente). Isto indica que a fracção fina, responsável pelo contacto interpartículas, deverá apresentar uma forma cúbica e uma textura rugosa, mesmo quando utilizada em pequenas quantidades.

Estudos comparativos do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, em ensaios de compressão uniaxial estáticos, com diferentes composições granulométricas, e com diferentes tipos de agregados (britados e rolados), aplicados em camadas de base, evidenciaram claramente a influência das características da mistura de agregados (Azevedo, M. C., 1993).

Para um adequado comportamento à deformação permanente, a textura superficial das partículas de agregado (que pode variar de lisa a rugosa) desempenha igualmente um papel muito importante. No caso de camadas betuminosas espessas e em climas quentes, é requerida uma superfície com textura rugosa.

O estabelecimento de uma granulometria adequada, que minimize a ocorrência de deformações permanentes, pressupõe a selecção de várias fracções de agregados, que quando misturadas entre si e com o betume, e devidamente compactadas confirmam à mistura betuminosa um esqueleto mineral estável. A estabilidade da mistura de agregados baseia-se nos diversos contactos entre partículas. Desta forma, quanto maior for o número de contactos gerados no decorrer da compactação, melhor será o seu comportamento (Cooper K., 1997).

Na Figura 2.7 pode observar-se a influência que a percentagem de partículas grossas existentes na granulometria da uma mistura tem na formação do cavado de rodeira, em ensaio de simulação realizado laboratorialmente (Cooper, K., 1997).

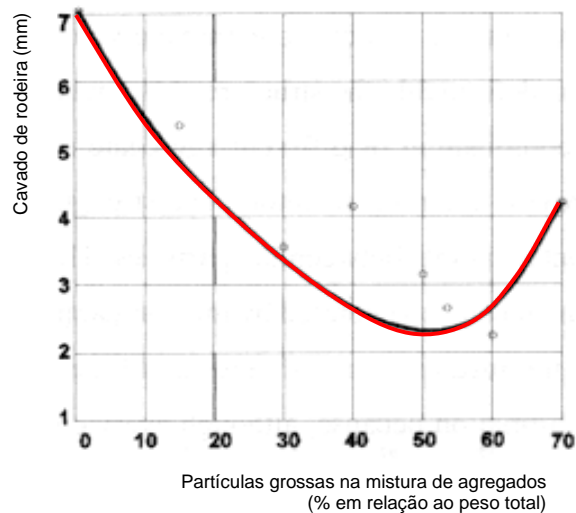


Figura 2.7– Efeito da percentagem de agregado grosso no comportamento à deformação permanente (adaptado de Cooper, K., 1997)

Em relação à forma da curva granulométrica – contínua ou descontínua - da mistura de agregados, parece existir um consenso generalizado de que as granulometrias descontínuas evidenciam um pior comportamento. Brown, S. e Pell, P. (1974) demonstraram que este tipo de comportamento se deve à falta de contacto entre as partículas de agregado, e que se torna mais gravoso quando as misturas são submetidas a temperaturas elevadas, uma vez que o ligante betuminoso proporciona uma lubrificação, que facilita a densificação das misturas.

2.2.3. Influência do betume

A influência que o tipo de betume pode ter no comportamento de uma mistura betuminosa à deformação permanente é fortemente condicionada pelo tipo de mistura. Por exemplo, no caso de uma mistura aberta, com porosidades superiores a 15% (Pinelo, A., 1991), e com 4% de percentagem ponderal de betume, dado que a sua estabilidade assenta nos contactos interpartículas, o efeito do tipo de betume é reduzido.

Na Figura 2.8 pode observar-se a velocidade de deformação, obtida em ensaio de simulação em pista de laboratório, para vários tipos de betume, apresentando diferentes viscosidades à temperatura de ensaio (Fabb, T. e Heyes, J., 1979).

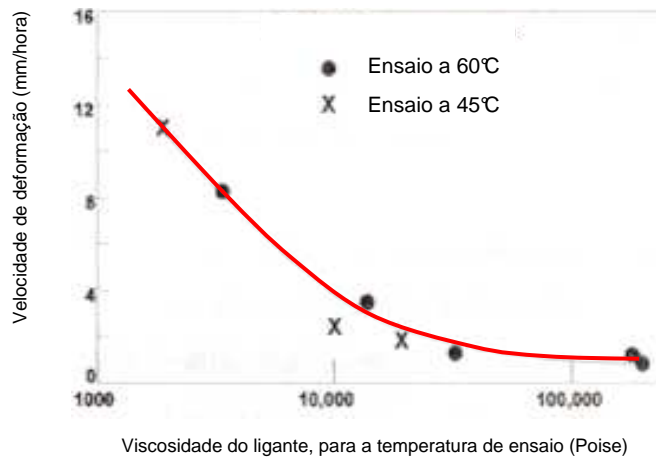


Figura 2.8– Influência da viscosidade do ligante no comportamento à deformação permanente (adaptado de Fabb, T. e Heyes, J., 1979)

Baseado nos resultados de ensaios de compressão uniaxial estática, Mahboub, K. e Little, D. (1988) observaram igualmente que a utilização de betumes menos viscosos tornavam a mistura menos rígida e portanto mais susceptível a deformações irreversíveis, ou seja, à formação de *cavados de rodeira*. Monismith, C. *et al.* (1985) chegaram a idêntica conclusão e recomendaram a utilização de betumes mais duros, ou seja, mais viscosos, em pavimentos com camadas betuminosas espessas e aplicadas em climas quentes.

Alguns autores recomendam a utilização de betumes modificados, pela incorporação de elastómeros, plastómeros, com a intenção de melhorar o comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente. Nestes casos, o melhor comportamento à deformação permanente deve-se ao facto de a viscosidade do ligante a altas temperaturas ser superior à viscosidade do betume sem modificação, sem correr o risco de um comportamento inverso a baixas temperaturas.

A adição de polímeros plastoméricos ao betume original melhora o comportamento à deformação permanente, avaliado em ensaios de simulação de pista em laboratório (Choyce, P., 1989; Eckman, B. e Choyce, P., 1989).

Em estudos realizados para comparar os efeitos da utilização de betumes convencionais e de betumes modificados verificou-se que as misturas confeccionadas com betumes modificados se comportavam melhor do ponto de vista das deformações permanentes, em ensaios de fluência uniaxial e em ensaios triaxiais com carregamento repetido (Monismith, C. e Tayebali, A., 1988).

2.2.4. Influência da compactidade da mistura betuminosa

É sabido que a utilização de misturas betuminosas fechadas é desejável para diminuir a formação dos *cavados de rodeira*. Quando convenientemente compactadas, aquelas misturas betuminosas, com porosidades inferiores a 10% (Pinelo, A., 1991), e com granulometrias contínuas, apresentam porosidades baixas e conseqüentemente um maior número de pontos de contacto entre as partículas do agregado, do que as misturas betuminosas abertas (porosidades superiores a 15%) e com granulometrias descontínuas.

Com efeito, para que uma mistura betuminosa apresente boa resistência à deformação permanente, é necessário que a percentagem de vazios na mistura de agregados (VMA) seja baixa. Observa-se assim que, de um modo geral, a redução da porosidade das misturas betuminosas aumenta a resistência à deformação permanente. Durante a construção, os baixos valores de porosidade podem ser conseguidos utilizando elevadas energias de compactação, a par da utilização de misturas correctamente formuladas e aplicadas.

Contudo, valores demasiado baixos de VMA poderão ser indesejáveis, por não assegurarem uma percentagem de vazios entre as partículas de agregado suficiente para permitir o seu posterior preenchimento por betume, de modo a permitir uma compactação satisfatória sem conduzir ao seu refluxo (Cooper, K. *et al.*, 1985).

Para minimizar a propensão do material para a formação de *cavados de rodeira*, é recomendável a utilização de equipamento de compactação pesado, a incorporação de materiais constituídos por partículas de agregados bem distribuídas no esqueleto mineral e que apresentem um elevado atrito interno e o rigoroso controlo das temperaturas de colocação e de compactação das misturas betuminosas.

Linden, F. e Van der Heide, J. (1987) realçam a importância das operações de compactação e concluem que o grau de compactação é um dos principais parâmetros de qualidade a exigir à mistura betuminosa, especialmente em misturas que apresentam baixos teores em betume, com o objectivo de aumentar a resistência à deformação permanente. As misturas bem formuladas e cujos processos construtivos tenham sido bem controlados comportar-se-ão melhor, ou seja, terão uma maior durabilidade e apresentarão as melhores características mecânicas, desde que bem compactadas.

Monismith, C. *et al.* (1985) recomendaram que as misturas betuminosas deveriam apresentar teores em betume que conduzissem a porosidades de cerca de 4%, de modo a evitar a ocorrência de deformações permanentes. Este critério deverá, necessariamente, estar associado a misturas com adequada estabilidade e ao uso de agregados de boa qualidade.

Estudos realizados nos EUA, em que se efectuou a medição da porosidade de tarolos extraídos do pavimento de uma pista de ensaio, mostraram existir um valor crítico para a porosidade das misturas, de cerca de 3%, a partir do qual se observa um acentuado crescimento do valor do *cavado de rodeira* (Figura 2.9).

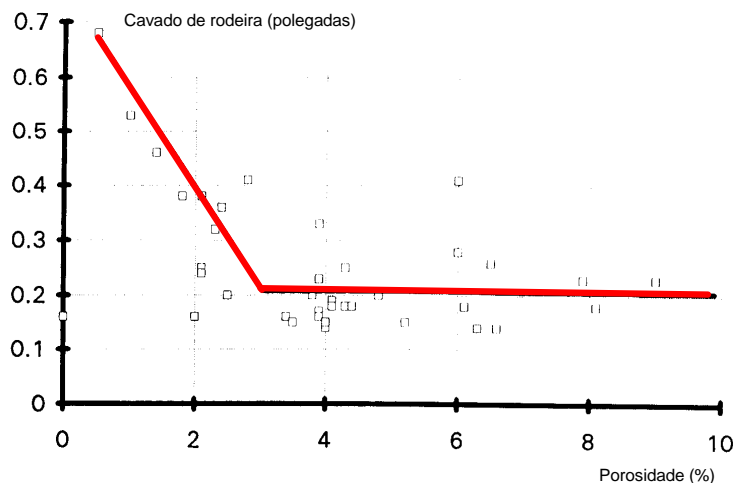


Figura 2.9 - Variação da profundidade do *cavado de rodeiras* com a porosidade (*adaptado de Sousa, J., 1993*)

2.2.5. Influência das condições de serviço

Durante a vida útil dos pavimentos, estes estão sujeitos a diversas acções que induzem a formação de deformações permanentes. Para as camadas betuminosas, referem-se nomeadamente as acções dos rodados dos veículos e os efeitos das condições climatéricas.

A temperatura, tendo em atenção que o betume tem um comportamento variável com aquele parâmetro, é um dos que apresenta maior influência no comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas.

Com base em resultados de ensaios realizados em pistas de ensaio, verificou-se que a profundidade da rodeira pode aumentar um factor de 250 a 350 com a temperatura, quando este parâmetro aumenta de 20°C para 60°C (Hofstra, A. e Klomp, A. J., 1972).

É referido por diversos investigadores que os ensaios realizados em laboratório devem ser conduzidos a temperaturas da ordem de grandeza das mais elevadas das observadas nos pavimentos em serviço, por forma a simularem as situações mais gravosas a que estes podem estar sujeitos. Bonnot, J. (1986) seleccionou a temperatura de 60°C para temperaturas representativas das verificadas nas camadas de desgaste, e 50°C para misturas betuminosas colocadas em camadas subjacentes. Estas temperaturas foram consideradas as mais desfavoráveis para as condições climáticas observadas em França. No Reino Unido são recomendadas temperaturas de 45°C, como as representativas das condições mais gravosas observadas em camadas de desgaste (Nunn, M. *et al.*, 2000).

Mahboud, K. e Little, D. (1988) seleccionaram igualmente os níveis de temperaturas mais elevados, de modo a representar condições críticas a que as camadas estão sujeitas. Da observação do comportamento dos pavimentos do Estado do Texas, EUA, concluíram que as deformações permanentes das misturas betuminosas não têm significado para temperaturas no pavimento inferiores a 10°C, face às que se registam a elevadas temperaturas.

Assim, para o caso de Portugal, devem ser tidas em consideração as temperaturas máximas observadas nos pavimentos, atendendo à sua frequência de ocorrência (vd. Capítulo 5). Para além da temperatura, outro parâmetro que pode afectar o comportamento das misturas

betuminosas à deformação permanente é o estado de tensão/deformação a que estas são sujeitas, sob a acção da passagem dos veículos.

Eisenmann, J. e Hilmer, A. (1987) sugeriram que a formação dos *cavados de rodeiras* pode ser controlada de duas formas. Uma delas, através da optimização da formulação da mistura e do controle dos processos construtivos; a segunda, pela optimização da concepção dos veículos pesados. Os autores citados sugerem que a carga por eixo e a pressão de enchimento dos pneus têm uma grande influência na formação dos *cavados de rodeira*.

Tendo-se assistido nos últimos anos à progressiva substituição de rodados duplos nos veículos pesados, por rodados simples de base larga, o que tem contribuído significativamente para o aumento dos *cavados de rodeira* resultantes da deformação permanente de misturas betuminosas, pode considerar-se que este factor assume considerável importância no comportamento estrutural dos pavimentos (Freire, A. C., 1998; COST 334, 2000; Ferreira, P., 2001).

2.3. Metodologias de previsão do comportamento à deformação permanente de pavimentos rodoviários

2.3.1. Generalidades

Conforme já referido, a generalidade dos métodos de dimensionamento desenvolvidos até ao presente limitam a extensão de compressão no topo da camada de fundação a valores que minimizam o desenvolvimento de deformações permanentes na fundação do pavimento. Exemplos destes métodos são os desenvolvidos pela Shell (Claessen, A. *et al.*, 1977), pelo Asphalt Institute (Shook, J. *et al.*, 1982) e pela Universidade de Nottingham (Brunton, J. *et al.*, 1987). Outros métodos de dimensionamento limitam o valor da tensão de compressão no topo da fundação, com o mesmo objectivo, tal como o de Barksdale, R. e Miller, J. (1977).

A utilização do *Heavy Vehicle Simulator* – HVS – (Freeme, C. *et al.*, 1982), na década de 1980, na avaliação do comportamento de pavimentos mostrou que as deformações permanentes não podem ser tidas em consideração apenas pelo critério da extensão vertical no solo de fundação. Estudos realizados com aquele equipamento permitiram concluir da extrema necessidade de uma melhor caracterização das propriedades das misturas betuminosas em ensaios laboratoriais, para melhorar as previsões da profundidade do *cavado de rodeira*.

As primeiras metodologias de previsão da contribuição das camadas betuminosas para as deformações permanentes em pavimentos flexíveis, foram desenvolvidas e apresentadas em 1972 (Barksdale, R., 1972 e Romain, J., 1972). Desde então têm-se desenvolvido esforços no sentido de validar tais processos de previsão, por comparação com os resultados das observações efectuadas em trechos de pavimentos ou em pistas de ensaios.

Com efeito, desde 1982 têm vindo a desenvolver-se estudos relativos à previsão das deformações permanentes em pavimentos flexíveis. Os trabalhos de investigação neste campo estão relacionados, quer com a caracterização do material, quer com o desenvolvimento de modelos de previsão dos *cavados de rodeira*. As metodologias

propostas são muito diferentes, desde as empíricas (Uzan, J. e Lytton, R., 1982) até às que consideram as características viscoelásticas dos materiais (Abdulshafi, A., 1983).

As abordagens que consideram quer a contribuição directa das camadas betuminosas quer a das restantes camadas, incluindo o solo de fundação, para o desenvolvimento de *cavados de rodeiras* à superfície, não são ainda de uso generalizado por exigirem a utilização de modelos de comportamento estrutural relativamente complexos, referindo-se o caso das camadas granulares e solo de fundação, com a adopção de modelos não lineares, e das camadas betuminosas, com a consideração de modelos viscoelásticos, cujos parâmetros são de difícil determinação experimental, não se dispondo, de metodologias que permitam estimar os parâmetros necessários à utilização de tais modelos.

Nos pontos seguintes apresentar-se-ão de forma mais detalhada as metodologias desenvolvidas para a previsão do comportamento à deformação permanente.

2.3.2. Metodologia Shell de previsão da deformação permanente

O método de dimensionamento da Shell considera a utilização da análise elástica linear para o cálculo dos estados de tensão e de deformação induzidos pela passagem dos veículos.

A lei de deformação permanente relaciona a extensão vertical de compressão, ε_z , medida no topo do solo de fundação do pavimento em análise, e a vida útil, N_p , expressa em número passagens de eixos padrão, de acordo com a expressão (2.1):

$$\varepsilon_z = k_1 \times N_p^{-0,25} \quad (2.1)$$

Os valores do parâmetro k_1 são função da probabilidade de sobrevivência considerada para o pavimento, e são atribuídos à priori, podendo tomar os seguintes valores:

$$k_1 = 1,8 \times 10^{-2} \text{ (para uma probabilidade de sobrevivência de 95\%);}$$

$$k_1 = 2,1 \times 10^{-2} \text{ (para uma probabilidade de sobrevivência de 85\%);}$$

$$k_1 = 2,8 \times 10^{-2} \text{ (para uma probabilidade de sobrevivência de 50\%).}$$

A expressão anterior (2.1) permite efectuar o controlo da extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação. Na sua formulação mais geral, o método da Shell, considera que as camadas betuminosas contribuem para a ocorrência desse fenómeno, propondo um procedimento específico.

Este método foi inicialmente desenvolvido com base nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial estáticos, para a previsão do valor da deformação permanente que ocorrerá no pavimento após um determinado número de aplicações de carga.

A metodologia desenvolvida compreende assim a execução de várias fases para a previsão do valor da deformação permanente. Na primeira fase a camada betuminosa da estrutura do pavimento é dividida em várias subcamadas, sendo o estado de tensão calculado no centro de cada subcamada, sob o rodado.

Utilizando a análise elástica, a contribuição da camada betuminosa para a formação da rodeira (Δh) é determinada a partir da expressão que se apresenta em seguida (2.2):

$$\Delta h = k \cdot h \frac{\sigma_0}{E_{mist}} \quad (2.2)$$

Sendo $k = C_M \cdot Z_0$, em que,

- C_M - factor dinâmico, introduzido como factor correctivo de E_{mist} , obtido em ensaio de compressão uniaxial estático, por forma a considerar o carácter dinâmico da passagem do tráfego. Este factor depende do tipo de mistura (considerando-se que pode tomar valores entre 1 e 2, de acordo com Monismith, C. *et al.*, 1987).
- Z_0 - factor de configuração para ter em conta a pressão de confinamento existente nos pavimentos, mas inexistente no ensaio de compressão uniaxial estático;
- h - espessura da camada betuminosa;
- σ_0 - tensão média aplicada na camada betuminosa;
- E_{mist} - módulo de rigidez da mistura betuminosa, determinado laboratorialmente a partir do ensaio de compressão uniaxial estático.

Se o valor de C_M for igual à unidade e, caso seja necessário subdividir uma camada betuminosa espessa em várias camadas elementares, a deformação permanente devida à contribuição das camadas betuminosas toma a forma da apresentada em (2.3), em que as variáveis apresentadas tem o significado apresentado anteriormente.

$$\Delta h_{total} = \sum_{i=1}^n \left[h_i \left(\frac{\bar{\sigma}}{E_{mist}} \right)_i \right] \quad (2.3)$$

Este tipo de metodologia tem sido considerado como uma abordagem aceitável para a previsão da profundidade do *cavado de rodeira*, pelo menos em análises comparativas de materiais com diferentes composições. Apresenta ainda a vantagem de permitir o uso quer da análise elástica linear, quer da não linear.

No caso da utilização de betumes não tradicionais, como sejam os betumes modificados, ensaios realizados em pista à escala real mostraram que as misturas betuminosas produzidas com aquele tipo de ligantes tinham um comportamento à deformação permanente melhor do que o observado em misturas tradicionais, o que não seria possível prever com a simples aplicação do método apresentado anteriormente (Lijzenga, J., 1997).

Assim, com base nos ensaios de pista realizados no *Laboratory Test Track* (LTT), a Shell (Lijzenga, J., 1997) introduziu melhoramentos na metodologia de previsão anteriormente estabelecida, de modo a poder avaliar, previamente e com maior fiabilidade, a susceptibilidade das misturas à deformação permanente. Além disso, a consideração da acção do tráfego passou a ser tida de forma mais precisa, nomeadamente transformando as diferentes cargas aplicadas em cargas padrão com base nas respectivas tensões induzidas no pavimento e não com base na pressão de contacto dos pneus como anteriormente efectuado. A nova metodologia permitiu avaliar a severidade dos rodados simples de base larga, hoje em dia com grande difusão, no desenvolvimento de rodeiras, por oposição à utilização de pneus duplos ou de pneus simples.

Atendendo aos resultados obtidos nos ensaios de pista onde o efeito dinâmico da passagem dos rodados está presente, o parâmetro C_M toma o valor 1. Os valores de Z_0 são dados pela expressão seguinte (2.4).

$$Z_0 = \frac{\sigma_{av,0}}{\sigma_0} \quad (2.4)$$

com,

$\sigma_{av,0}$ - tensão média na camada betuminosa resultante da passagem de um rodado padrão;

σ_0 - pressão de contacto padrão.

A relação entre as características de “rigidez” da mistura ($E_{mistura}$) e do ligante (E_{betume}) tem a seguinte forma geral (2.5).

$$\log(E_{mistura}) = \log b + q \log(E_{betume}) \quad (2.5)$$

A expressão (2.5) combina as características da mistura betuminosa com as propriedades do betume. As grandezas b e q são parâmetros que dependem do tipo de materiais utilizados.

Os valores de $E_{mistura}$ e de E_{betume} foram estabelecidos com base nos resultados obtidos na pista de ensaios da Shell (LTT) realizados sobre vários tipos de misturas betuminosas densas e diferentes tipos de betumes.

$$E_{betume} = \frac{3 \cdot \eta_0}{N_{pista} \cdot t_{pista}} \quad (2.6)$$

$$E_{mistura} = \frac{Z_{pista} \cdot \sigma_{pista}}{\left(\frac{\Delta h_{pista}}{H_{pista}} \right)} \quad (2.7)$$

sendo, para o caso particular dos estudos realizados,

σ_{pista} - pressão de contacto da roda na pista de ensaio (0,6 MPa);

H_{pista} - espessura da camada betuminosa em ensaio (7 cm);

Δh_{pista} - profundidade do cavado de rodeira;

Z_{pista} - factor de correcção do efeito de confinamento ($Z=0,6$);

- N_{pista} - número de passagens dos rodados (até 30000 passagens);
 t_{pista} - tempo de carregamento correspondente a uma passagem do rodado (0,025 s);
 η_0 - viscosidade do betume original, antes da confecção da mistura.

O objectivo deste procedimento da Shell é pois o de quantificar os efeitos da passagem dos rodados e da pressão de contacto dos veículos no desenvolvimento de *cavados de rodeira*.

Assim, o número de rodados-padrão, por classe de carga i , $n_{i,0}$, é definido por (2.8).

$$n_{i,0} = \left(\frac{\sigma_{av,i}}{\sigma_{av,0}} \right)^{1/q} \cdot n_i \quad (2.8)$$

onde,

- $\sigma_{av,i}$ - “tensão média” na camada betuminosa resultante da passagem de um eixo arbitrário;
 $\sigma_{av,0}$ - “tensão média” na camada betuminosa resultante da passagem de um eixo-padrão.

O número total de rodados-padrão, N_0 , é dado por (2.9).

$$N_0 = n_{tot} \cdot \sum_{i=1}^k \left(\frac{\delta_i}{\delta_0} \right)^{1/q} \cdot \frac{n_i}{n_{tot}} \quad (2.9)$$

em que,

- n_{tot} - número total de passagens de um rodado arbitrário por unidade de tempo;
 δ_i - redução da espessura da camada betuminosa sob uma passagem do eixo arbitrário;
 δ_0 - redução da espessura da camada betuminosa sob uma passagem do eixo-padrão.

Refira-se que, para efeitos de utilização do modelo de previsão apresentado pela Shell, a viscosidade do betume pode ser determinada com a aplicação do ábaco de Van der Poel.

Para tal, é necessário dispor do valor da penetração do betume a 25°C, da temperatura para a qual o ligante tem uma penetração de 800×10^{-1} mm e da temperatura a que se pretende determinar a viscosidade.

Dado que se está a considerar que estes materiais apresentam um comportamento linear, no dimensionamento dos pavimentos, os valores de viscosidade adoptados estão em conformidade com essa premissa. A viscosidade, η_0 , correspondente ao regime viscoelástico linear (tensão proporcional à velocidade de distorção), normalmente designada por viscosidade Newtoniana ou como “viscosidade de corte nulo” (*zero-shear-viscosity* na literatura inglesa), é a utilizada.

No início da década de 1990, Mahboub, K. (1990) propôs uma alteração da expressão apresentada pela Shell. Dado que aquela expressão considera que a acumulação das deformações permanentes varia linearmente com o nível da tensão aplicada, o que não se verifica no pavimento, aquele autor considerou que a relação entre tensão aplicada e a deformação permanente tem um andamento linear, quando apresentada numa escala bi-logarítmica, sendo a inclinação da recta de cerca de 1,6 para misturas tradicionais. Para outro tipo de mistura betuminosa, aquele declive mantém-se constante, verificando-se, no entanto, que misturas mais susceptíveis à deformação permanente apresentam uma maior ordenada na origem.

A expressão proposta considera assim a não linearidade da acumulação das deformações permanentes de origem viscoplástica:

$$\Delta h = h \cdot \left(\frac{Z_0 \cdot \sigma_{contacto}}{\sigma_{lab}} \right)^{1,61} \times \varepsilon_{vp}(t) \quad (2.10)$$

sendo,

- h - espessura da camada betuminosa;
- Z_0 - factor de configuração para ter em conta a pressão de confinamento existente nos pavimentos, obtido pela expressão (2.4);
- $\sigma_{contacto}$ - tensão induzida pela passagem do eixo-padrão;

- σ_{lab} - nível de tensão a que é realizado o ensaio de compressão uniaxial estático;
- $\varepsilon_{vp}(t)$ - deformação permanente da mistura betuminosa medida em ensaio de compressão uniaxial estático.

2.3.3. Metodologia de previsão de Nottingham

À semelhança do verificado com o método da Shell, o método de Nottingham (Brunton, J. *et al.*, 1987) expressa o critério de ruína por deformação permanente (2.11), relacionando a extensão de compressão, ε_z , no topo do solo de fundação, com a vida útil, traduzida pelo número de passagens de eixos-padrão N_p :

$$\varepsilon_z = \frac{A}{\left(\frac{N_p}{fr}\right)^c} \quad (2.11)$$

com,

- ε_z - extensão vertical de compressão ($\times 10^{-6}$);
- N_p - número de eixos padrão (milhões);
- fr - factor de indução de assentamento dependente do tipo de mistura (de 1,00 a 1,56, de acordo com Brown, S. *et al.*, 1985);
- A - 250,00, quando se considera que no final da “vida útil” se atinge o estado “crítico” (10 mm de *cavado de rodeira*) ou 451,29, quando se considera que no final da “vida útil” se atinge o estado “ruína” (20 mm de *cavado de rodeira*);
- c - 0,27, quando se considera que no final da “vida útil” se atinge o estado “crítico” ou 0,28, quando se considera que no final da “vida útil” se atinge o estado de “ruína”.

2.3.4. Métodos baseados na utilização de modelos viscoelásticos

A utilização de métodos de previsão baseados numa análise viscoelástica, implica a consideração de cargas dinâmicas em associação com as propriedades dos materiais, por forma a definir o estado de tensão/deformação em determinados pontos da estrutura do pavimento. O comportamento dos materiais constituintes das camadas betuminosas pode então ser idealizado através de modelos reológicos, como por exemplo os modelos de Maxwell, Kelvin ou Burgers, entre outros (vd. Capítulo 3).

Neste tipo de abordagem, assume-se que as propriedades dos materiais se mantêm constantes numa mesma camada. Um exemplo desta metodologia de previsão consta do programa de camadas finitas VESYS (Kennis, W. J., 1977).

O programa VESYS foi inicialmente desenvolvido pela *Federal Highway Administration Washington D.C.* no princípio da década de 1970, com o objectivo de calcular a reposta de um pavimento considerando a aplicação de modelos viscoelásticos combinados com soluções probabilísticas. No entanto, devido à elevada complexidade, a consideração do modelo viscoelástico foi substituído por um sistema multi-camada (AMADEUS, 1999).

O programa VEROAD, desenvolvido na Universidade de Delft, Holanda (Hopman, P. e Nilsson, R. N., 1997), é um programa baseado no princípio da correspondência, e considera o modelo de comportamento viscoelástico linear multi-camada.

Thrower, E. *et al.* (1986) e Nunn, M. (1986) mostraram que a determinação da acumulação das deformações permanentes baseada nas propriedades viscosas das misturas apresenta a potencialidade de conduzir a valores muito precisos da profundidade do *cavado de rodreira*.

A análise viscoelástica é potencialmente mais realista, pois traduz melhor o real comportamento dos materiais betuminosos; no entanto, a sua complexidade e a fraca relação obtida, até à altura, entre os valores medidos e os previstos, não tem evidenciado claramente uma vantagem significativa sobre as metodologias baseadas na análise elástica-linear. No entanto, se forem obtidas leis de comportamento à deformação permanente a partir de resultados de ensaios que apliquem estados de tensão comparáveis aos observados nos pavimentos, e se forem desenvolvidos modelos viscoelásticos que possam

incorporar essas leis, poder-se-ão obter previsões mais precisas do comportamento dos materiais betuminosos.

A determinação do estado de tensão/deformação numa dada secção do pavimento sob a acção de uma carga é pois um dos passos fundamentais para o estabelecimento de uma metodologia de previsão do *cavado de rodreira* observado no pavimento. Tal metodologia deve ser desenvolvida tendo em atenção modelos matemáticos adequados e propriedades que expressem o real comportamento dos materiais.

Diversos investigadores desenvolveram leis que traduzem o comportamento à deformação permanente, em função do estado de tensão e da temperatura, de misturas betuminosas. Francken, L. (1977) demonstrou que, para cada mistura, há um estado de tensão e temperatura acima do qual o comportamento se torna instável, ou seja, as deformações permanentes desenvolvem-se a um ritmo acelerado, não sendo possível identificar os parâmetros que afectam aquele comportamento. A partir destes resultados aquele autor desenvolveu uma lei que relaciona as deformações axiais permanentes, obtidas em ensaios triaxiais de cargas repetidas, com o estado de tensão, frequência de carregamento e temperatura.

Monismith, C. *et al.* (1977) desenvolveram uma metodologia de previsão das deformações permanentes baseada na análise elástica. As propriedades dos materiais são avaliadas a partir dos resultados de ensaios triaxiais de carregamento repetido e a resposta do pavimento é calculada com o programa ELSYM5 (programa que considera a aplicação de um modelo axi-simétrico, baseado num sistema multi-camada, e com análise elástica linear), tendo em consideração a aplicação de uma elevada gama de cargas por eixo e a distribuição do tráfego pelas várias estações do ano. A temperatura média de cada subcamada, em cada mês, é calculada com base na metodologia proposta por Barber, E. (1979). Aqueles autores consideraram que a variação da temperatura no pavimento ao longo do ano é muito importante na previsão dos *cavados de rodreira*, devido à influência que aquele parâmetro tem no comportamento das camadas betuminosas.

Embora os modelos reológicos que têm em consideração as características viscoelásticas dos materiais conduzam a uma previsão da resposta do pavimento mais realista, a complexidade matemática a que estão associados tem limitado fortemente, até ao momento presente, a sua aplicação (Barksdale, R. e Leonards, G., 1967; Elliot, J. e Moavenzadeh, F., 1971).

Os modelos viscoelásticos não lineares, considerando que as propriedades dos materiais são dependentes do tempo, são ainda bastante limitativos, quer em termos de esforços computacionais, quer dos trabalhos laboratoriais a realizar para a obtenção de adequadas equações constitutivas para os materiais estudados.

2.3.5. Outros métodos de previsão

Um método de previsão da deformação permanente baseado no ensaio de ensaio de corte simples (RSST-CH) (vd. 4.4.4) foi desenvolvido por Sousa, J. *et al.* (1994), no âmbito dos estudos desenvolvidos no Programa SHRP (*Strategic Highway Research Programa – EUA*).

Os resultados obtidos com a realização do ensaio de corte podem ser interpretados com base num procedimento simplificado que permite avaliar a susceptibilidade das misturas betuminosas à deformação permanente, para determinadas condições de tráfego e de temperatura. Na Figura 2.10 apresenta-se um diagrama esquemático desenvolvido para o efeito por aqueles autores (Sousa, J. *et al.*, 1994). Trata-se de um diagrama constituído por quatro quadrantes definidos da seguinte forma:

Quadrante 1: Número equivalente de eixos - padrão (ESAL) *versus* cavado de rodeira admissível;

Quadrante 2: Cavado de rodeira *versus* Extensão permanente por corte;

Quadrante 3: Extensão permanente por corte *versus* Número de ciclos de ensaio;

Quadrante 4: Número de ciclos de ensaio *versus* Número de eixos - padrão (ESAL).

A utilização deste diagrama deve ser efectuada no sentido dos ponteiros do relógio, com entrada no Quadrante 1, como a seguir se refere.

Passo 1: Determinação do número de eixos - padrão equivalente ao tráfego estimado durante a vida do pavimento – Quadrante 1;

Passo 2: Selecção do cavado de rodeira admissível – Quadrante 1;

Passo 3: Considerando o valor estabelecido no passo 2, determinação do valor máximo admissível para a extensão permanente por corte – Quadrante 2;

Passo 4: Determinação das médias das temperaturas máximas ocorridas nos 7 dias consecutivos mais quentes do ano, no pavimento que se pretende construir, à profundidade de 51 mm; este valor é geralmente determinado com base em

estatísticas referentes ao clima ocorrido na zona em que se insere o pavimento-
 Quadrante 3;

Passo 5: Execução de ensaios de corte aplicando uma tensão de 70 kPa à temperatura determinada no passo 4 – Quadrante 3;

Passo 6: Determinação do número de ciclos no ensaio de corte que correspondem à deformação de corte admissível determinada no passo 3 – Quadrante 3;

Passo 7: Determinação do número de eixos – padrão (ESAL) que pode ser suportado pela mistura ensaiada até que seja atingida a profundidade de rodeira estabelecida como máximo admissível – Quadrante 4.

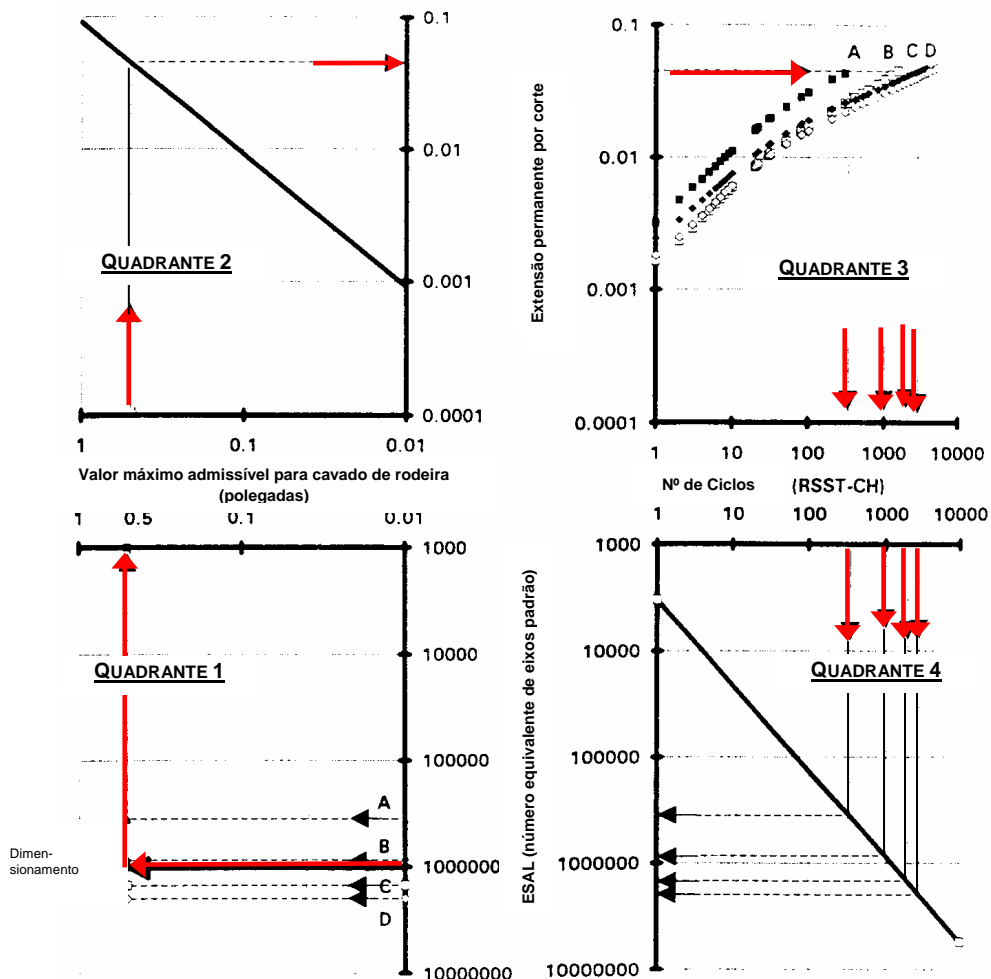


Figura 2.10 - Diagrama esquemático para prever o comportamento à deformação permanente com base no ensaio de corte simples (adaptado de Sousa, J. et al., 1994)

Observou-se que a extensão de corte máxima verificada no pavimento varia linearmente com o cavado de rodeira, conforme se apresenta na equação (2.12), que traduz o verificado no Quadrante 2.

$$\text{Cavado de rodeira (mm)} = 279 \times \text{máxima extensão permanente por corte} \quad (2.12)$$

A resistência da mistura betuminosa à deformação permanente pode ser obtida a partir da expressão (2.13), que relaciona o número de ciclos de carga necessários para atingir a máxima extensão por corte e o número equivalente de eixos-padrão de 80 kN que a mistura suporta até atingir a profundidade de rodeira desejada (Quadrante 4):

$$\log(\text{ciclos}) = -4,36 + 1,24 \log(\text{Eixos padrão}) \quad (2.13)$$

No Quadro 2.2 apresentam-se, de forma sumária, alguns dos modelos, ensaios laboratoriais e designações dos programas de cálculo desenvolvidos por diversos autores, utilizados nos estudos de previsão da deformação permanente em pavimentos.

Quadro 2.2 – Alguns modelos e ensaios propostos por diversos autores para previsão das deformações permanentes

Programa de cálculo		Ensaio laboratorial para determinação dos parâmetros de cálculo	Autor (es)
Designação	Modelo/método de cálculo		
BISAR	Modelo linear – sistema multi-camada	Ensaio de fluência.	P. J. Van de Loo em 1976
DEFPAV	Modelo não linear – método dos elementos finitos	Ensaio de compressão uniaxial com cargas repetidas; Ensaio de fluência.	R. Kirwan, M. Snaith e T. Glynn em 1977
ELSYM	Modelo linear – sistema multi-camada	Ensaio triaxial de cargas repetidas; Ensaio de compressão.	C. Monismith, K. Inkabi, C. Freeme e D. McLean em 1977
VESYS	Modelo viscoelástico linear – sistema multi-camada	Ensaio de compressão de uniaxial cargas repetidas.	W. Kenis em 1977
ORN093	Modelo elástico linear	Ensaio triaxial de cargas repetidas.	J. Verstraeten, J. E. Romain e V. Veverka em 1982
VEROAD	Modelo viscoelástico – sistema multi-camada – método analítico	Ensaio triaxial estático.	P. C. Hopman, R. N. Nilsson e A. C. Pronk, em 1997

Capítulo 3

MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

3.1. Generalidades

Um dos aspectos fundamentais para o estabelecimento de um modelo de cálculo de uma dada estrutura de um pavimento, tendo por objectivo o cálculo dos estados de tensão e de deformação induzidos pelas acções a que este está sujeito, são as relações tensão-deformação consideradas para cada um dos materiais constituintes. A maior parte dos modelos de comportamento utilizados na análise estrutural de pavimentos considera que as várias camadas são isotrópicas e homogéneas, sendo constituídas por materiais com comportamentos elástico-lineares. As cargas induzidas pelos rodados dos veículos são geralmente idealizadas como um conjunto de cargas uniformemente distribuídas em áreas circulares.

É sabido que, no que concerne às misturas betuminosas, estas apresentam um comportamento mecânico que é função da temperatura a que se encontram e do tempo de actuação das cargas a que são submetidas.

A análise do comportamento mecânico de uma mistura betuminosa quando sujeita a um ensaio de fluência em compressão uniaxial com a aplicação de cargas estáticas, no qual é aplicada uma solitação que se mantém constante durante um determinado intervalo de tempo (Δt) e depois é retirada, permite verificar a ocorrência de uma deformação instantânea elástica seguida por um aumento gradual da deformação com o tempo (componente viscosa), até que se retira a carga aplicada (Figura 3.1).

Quando a carga é retirada, a parcela correspondente à deformação instantânea elástica é instantaneamente recuperada (deformação reversível elástica instantânea) e, com o tempo,

ocorre mais alguma recuperação adicional (deformação reversível retardada). Finalmente, permanece uma deformação residual (deformação permanente), não recuperada. Estamos perante um comportamento que se pode considerar viscoelástico.

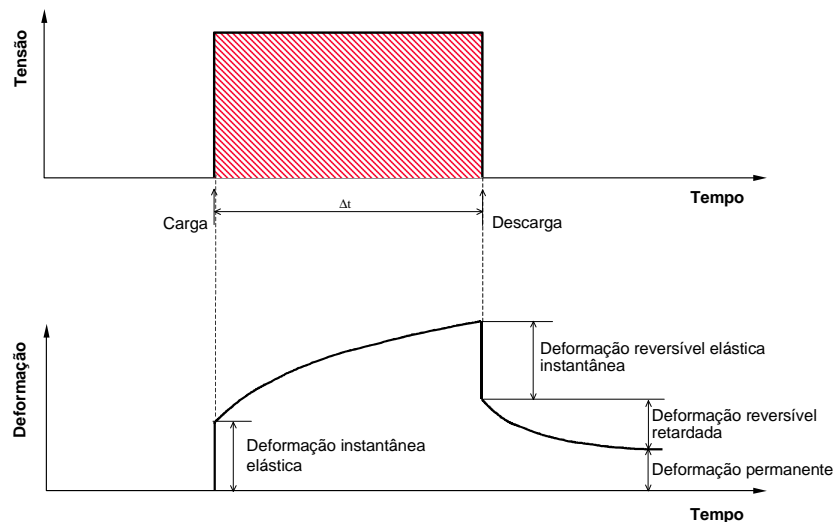


Figura 3.1 - Resposta viscoelástica de um betume sujeito a um ensaio de compressão uniaxial

Na Figura 3.2 esquematiza-se a resposta de uma mistura betuminosa sujeita a uma repetida aplicação de cargas, tal como a verificada numa camada de pavimento sob a acção do tráfego, identificando-se a evolução da parcela de deformação permanente. Refira-se que, apesar de a parcela de deformação permanente ser pequena, para um único carregamento, após sucessivas aplicações de carga (por vezes da ordem de vários milhões de passagens - N_i), desenvolve-se uma deformação acumulada significativa, contribuindo para a formação de *cavados de rodeira* (Cooper, K. *et al.*, 1985).

Uma descrição apropriada do comportamento reológico dos betumes e das misturas betuminosas é assim fundamental por forma a permitir prever e avaliar as características dependentes do tempo e a evolução da deformação permanente das camadas betuminosas. Nos pontos seguintes apresentar-se-ão diversos modelos reológicos, a sua fenomenologia e formulação matemática, que permitirem modelar o comportamento dos materiais em estudo.

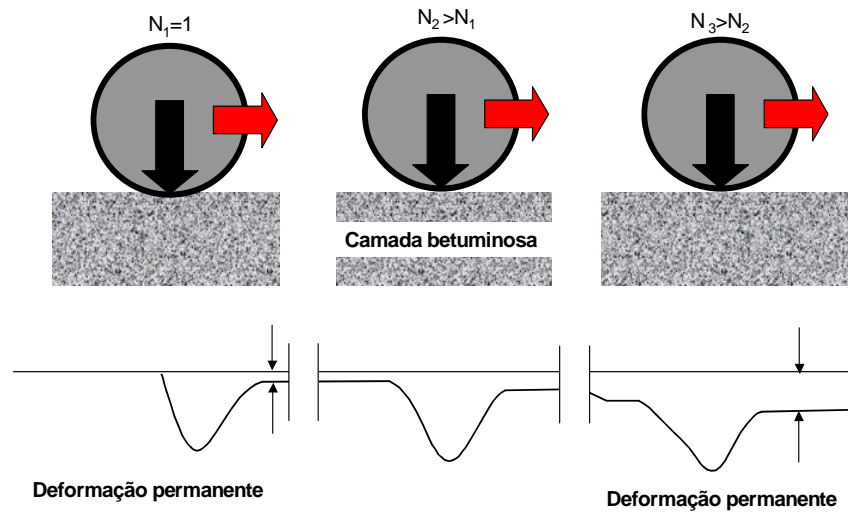


Figura 3.2 – Desenvolvimento da deformação permanente com a passagem repetida de aplicações de carga

3.2. Modelos reológicos

3.2.1. Introdução

As misturas betuminosas aplicadas nas camadas de desgaste de pavimentos rodoviários são heterogêneas, sendo constituídas por uma mistura de agregados ligadas por um ligante betuminoso – o betume. O comportamento mecânico destes materiais é, portanto, condicionado pelas características dos seus componentes, sendo caracterizado com recurso a modelos reológicos, que traduzem um comportamento reológico idealizado, expresso matematicamente, ou fisicamente (Barnes, H. *et al.*, 1998).

A modelação matemática do comportamento das misturas betuminosas é especialmente complexa devido ao facto de estas serem constituídas por um ligante *termoplástico* – o betume, cujo comportamento é condicionado pela temperatura, com um módulo de rigidez que pode variar entre 1 e 300 MPa, e agregados com módulos de deformabilidade de cerca de 240 GPa, e dimensões máximas que variam entre 1 μm e valores superiores a 30 mm (Hopman, P. *et al.*, 1992).

Nas diversas metodologias de dimensionamento de pavimentos geralmente utilizadas (vd. 2.4), as misturas betuminosas são consideradas como tendo um comportamento elástico linear. Contudo, já há alguns anos que vários autores (Perloff, W. *et al*, 1967; Huang, Y., 1967; Francken, L., 1977 e Ullidtz, P., 1997) têm demonstrado que a elasticidade linear é uma aproximação muito simplista do comportamento real deste materiais.

O simples facto de existirem deformações permanentes em camadas betuminosas de pavimentos, quando em serviço, mostra claramente a necessidade recorrer a modelos reológicos mais sofisticados.

No que se refere à modelação do comportamento mecânico das misturas betuminosas têm sido adoptadas leis constitutivas que consideram três modelos básicos de comportamento da mecânica dos materiais: o modelo elástico, o modelo viscoso e finalmente o modelo plástico.

As deformações elásticas são totalmente recuperáveis e independentes do tempo. Isto significa que durante um ciclo de carga e descarga não são geradas quaisquer deformações permanentes e, que se trata de um processo independente da velocidade de aplicação e de retirada da carga. No caso das deformações viscosas, estas são função do tempo, ou seja, dependem da duração das cargas aplicadas e da velocidade de carga e descarga. As deformações devidas à plasticidade são irreversíveis, mas independentes do tempo. Assim, independentemente da velocidade de aplicação da carga e da descarga, pode obter-se a mesma magnitude de deformação permanente.

Nas misturas betuminosas pode observar-se uma combinação de dois ou três dos tipos de comportamentos anteriores, sendo, no entanto, difícil separar a deformação total observada nas suas várias componentes, podendo mesmo ser impossível para algumas histórias de carregamento. Este facto deve-se a que, quer as características viscosas, quer as plásticas dão origem ao mesmo tipo de deformação - a deformação permanente (Drescher, A. *et al*, 1993).

A curva representada na Figura 3.3 ilustra o comportamento de uma mistura betuminosa submetida a um ensaio de compressão uniaxial estático, observando-se que a deformação total do material é constituída por uma parcela instantânea (identificada com o índice *i*) e por uma parcela que depende do tempo, verificando-se, depois de retirada a carga aplicada, uma recuperação parcial daquela deformação.

A resposta do material é viscoelástica linear quando a deformação observada for, para um dado intervalo de tempo, igual à deformação reversível. Nesta situação a deformação instantânea é elástica, a deformação que depende do tempo é de natureza viscosa ou viscoelástica, não havendo portanto a presença de deformações plásticas (modelo de Burgers). Isto implica que, num dado instante t , as deformações são funções lineares do nível de tensão aplicada, σ^0 . Quando aquelas duas deformações não forem iguais num dado intervalo de tempo, o material apresenta comportamento viscoelástico não linear.

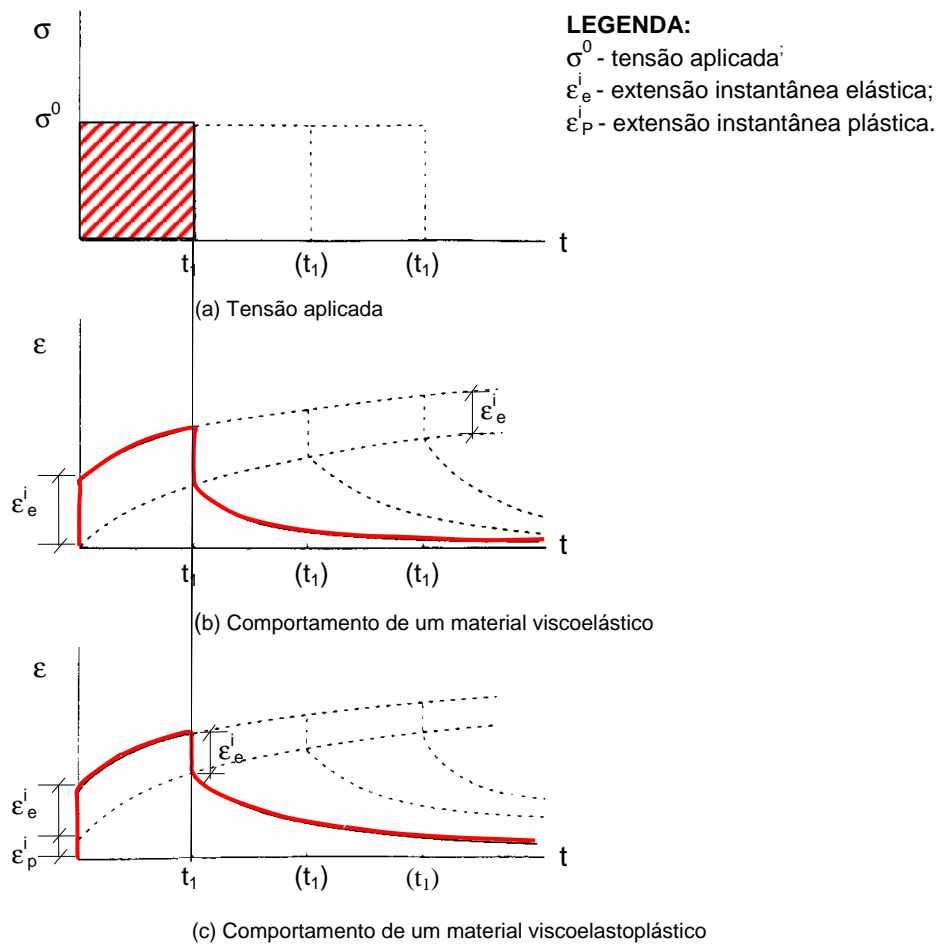


Figura 3.3 - Ensaio de compressão uniaxial estático, considerando diferentes durações de aplicação da carga (adaptado de Drescher, A. et al., 1993)

Os modelos viscoelásticos não lineares consideram que a diferença entre a deformação reversível e a deformação total diminui com a redução do tempo de carga. No limite, quando esse tempo tende para zero, não ocorrem deformações dependentes do tempo. Ou seja,

para impulsos de carga de curta duração estes materiais apresentam um comportamento viscoelástico linear. Caso se verifiquem deformações instantâneas, a sua recuperação é completa porque, por definição, num modelo viscoelástico apenas as deformações elásticas são instantâneas. Assim, para uma dada situação de carga/descarga, quando não há recuperação total das deformações instantâneas, a parcela permanente é a componente plástica.

A detecção da existência de deformações plásticas, pode ser efectuada com a realização de ensaios de compressão uniaxial com diferentes tempos de carga, t_1 (Figura 3.3a). Se a deformação instantânea medida na descarga, ε_e^i , igualar a deformação verificada no instante de aplicação da carga ($t=0$), não existe deformação plástica (Figura 3.3b). Caso se verifique alguma diferença entre as duas, trata-se de deformação plástica (Figura 3.3c). Dado que o valor da deformação plástica pode variar com o nível de tensão aplicado, os ensaios devem ser conduzidos para diferentes níveis de tensão σ^0 .

A análise apresentada anteriormente considerou apenas a aplicação de um único ciclo de carga/descarga. Caso se realizem ensaios com aplicação de vários ciclos (Figura 3.4), pode averiguar-se se o material tem um comportamento viscoelástico linear. Para isso, aplicam-se sucessivos ciclos de carga e descarga com duração finita. Se as deformações instantâneas na descarga forem, em todos os ciclos, constantes e inferiores às deformações instantâneas na recarga, pode afirmar-se que se tratam de deformações plásticas que se vão acumulando com a sucessiva aplicação dos ciclos de carga.

Por forma a avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, Drescher, A. *et al.* (1993) realizaram cerca de sessenta ensaios de compressão uniaxial estáticos sobre provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, moldados manualmente em laboratório, nos quais fizeram variar os seguintes parâmetros: tensão axial aplicada (com os valores de 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa); intervalos de tempo de carga/descarga (5/25 min., 30/30 min., 60/60 min.; 120/120 min.) e temperatura de ensaio (21 °C; 25 °C; 30 °C).

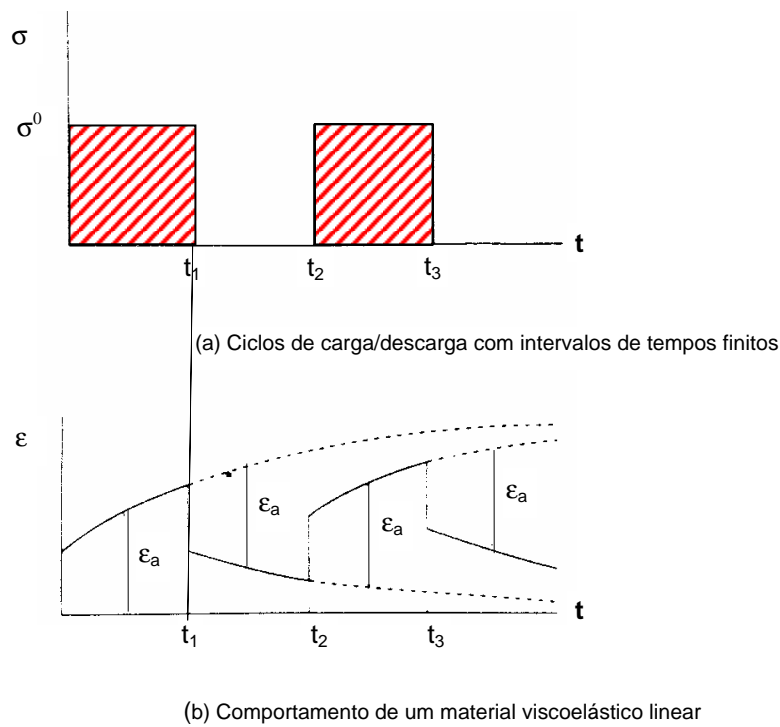


Figura 3.4 - Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas (adaptado de Drescher, A. et al., 1993)

Pode ainda obter-se informação adicional de um programa de ensaios de compressão uniaxial, no qual se apliquem cargas cíclicas, mas com tempos de repouso muito curtos (Figura 3.5).

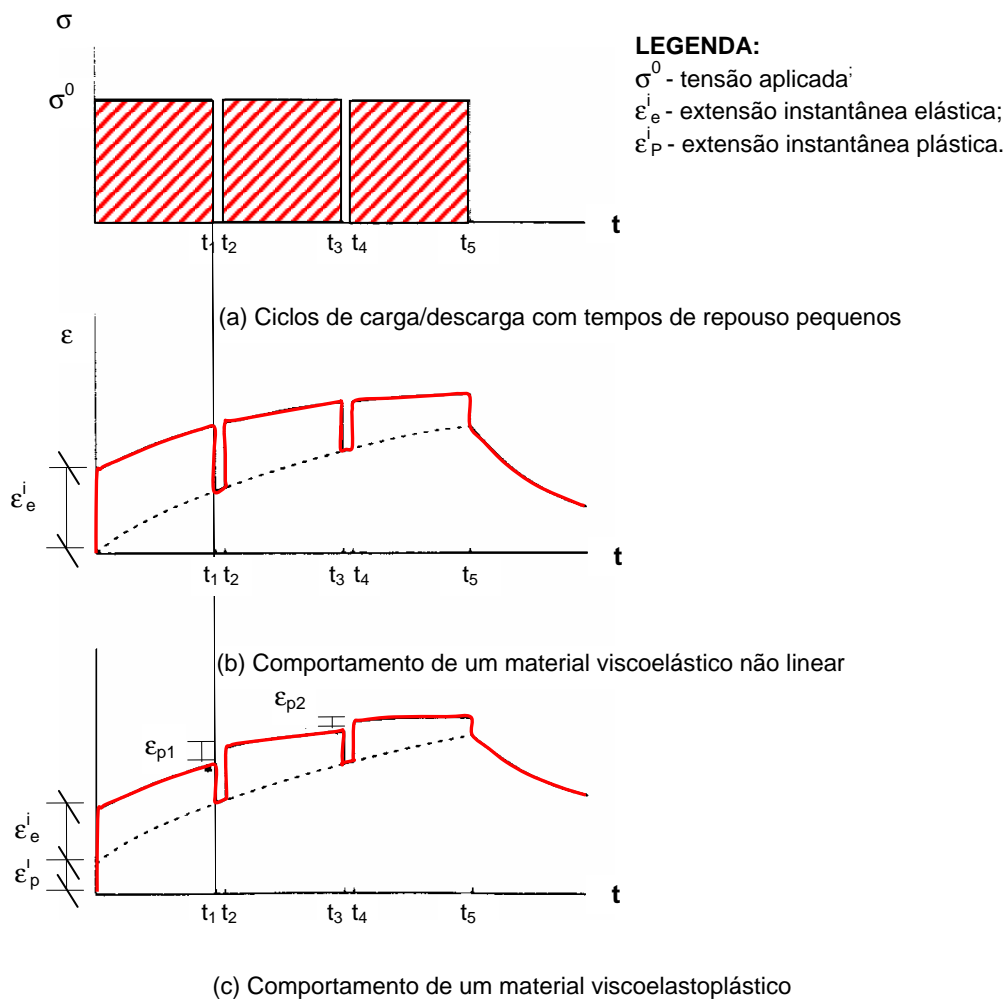


Figura 3.5 – Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas com tempos de repouso pequenos (adaptado de Drescher, A. et al., 1993)

A Figura 3.6 representa a variação da extensão vertical instantânea para vários níveis de tensão aplicada, com o tempo de ensaio, até à descarga ($t_1=0$). Verifica-se que as duas parcelas da deformação, instantânea elástica e reversível elástica, diferem significativamente entre si. Atendendo ao apresentado anteriormente, isso implica a existência de deformações plásticas.

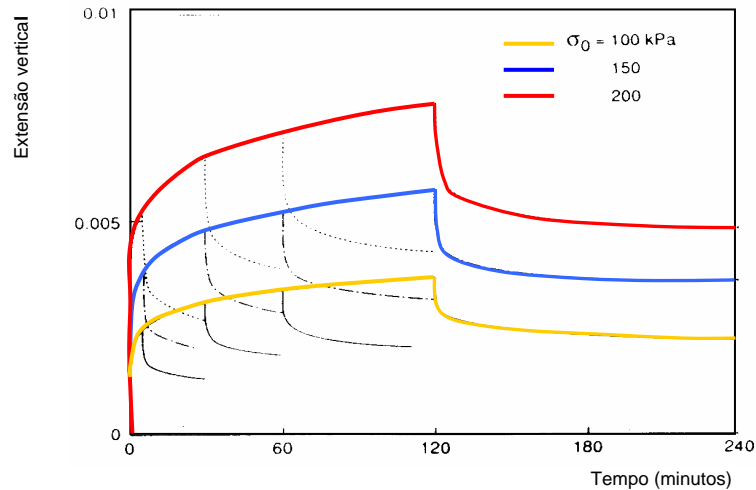


Figura 3.6 - Variação da extensão vertical com o tempo, para ensaios realizado à temperatura de 21 °C (adaptado de Drescher, A. et al., 1993)

Para exprimir o comportamento das misturas betuminosas utiliza-se frequentemente o conceito de módulo complexo (E^*), através do qual o comportamento da mistura é definido por dois parâmetros (E_1 e E_2).

O módulo complexo, geralmente determinado com base em ensaios mecânicos com a aplicação de um carregamento sinusoidal ($\sigma = \sigma_0 \text{sen}(\omega t)$), é caracterizado por duas grandezas, o valor absoluto do módulo complexo $|E^*|$ - módulo de deformabilidade (*stiffness modulus*, na literatura inglesa), e o ângulo de fase φ .

O módulo complexo, dado pela equação (3.1), pode ser decomposto nas suas componentes real (3.2) (*storage modulus*, na terminologia inglesa) e imaginária (3.3) (*loss modulus*, na terminologia inglesa).

$$E^* = E_1 + i.E_2 \quad (3.1)$$

sendo,

$$E_1 = |E^*| \cos(\varphi) \quad (3.2)$$

$$E_2 = |E^*| \text{sen}(\varphi) \quad (3.3)$$

$$|E^*| = \sqrt{(E_1^2 + E_2^2)} \quad (3.4)$$

Refira-se que a componente real do módulo complexo, estando em fase com a tensão, traduz a energia “armazenada” do material, enquanto a componente imaginária do módulo, em quadratura com a tensão representa a energia perdida por atrito interno no seio do material (Azevedo, M. C., 1993).

As expressões anteriores são válidas desde que se verifique a hipótese das pequenas deformações, por forma a que o material apresente um comportamento linear.

O atraso observado entre a tensão aplicada e a deformação observada, é designado por “ângulo de fase”, evidenciando o tipo de comportamento do material em estudo, dado que este parâmetro é nulo para materiais elásticos e é de 90 graus para um material viscoso (3.5).

$$\varphi = \tan g \left(\frac{E_2}{E_1} \right) \quad (3.5)$$

3.2.2. Modelos reológicos elementares

Um material apresenta um comportamento elástico perfeito quando as deformações resultantes de acções exteriores são independentes do tempo de aplicação da carga, sendo totalmente recuperadas no instante em que as acções aplicadas são retiradas. Nestes materiais, cujo comportamento pode ser simbolizado por molas, a relação entre as tensões e as deformações uniaxiais é independente do tempo, sendo traduzida por:

$$\sigma = f(\varepsilon) \quad (3.6)$$

$$\varepsilon = f^{-1}(\sigma) \quad (3.7)$$

No caso de a relação tensão - deformação ser linear, esta pode ser simulada pelo modelo de Hooke, em que $\sigma = E\varepsilon$, sendo E o módulo de elasticidade do material em estudo (Barnes, H.; Huntton, J.; Walters, K., 1998).

O comportamento viscoso perfeito verifica-se quando a velocidade de deformação resultante de acções exteriores cessar total e instantaneamente após a retirada dessas acções aplicadas. Os materiais com este tipo de comportamento, simbolizado por amortecedores, apresentam uma relação biunívoca e independente do tempo, entre a tensão e a velocidade de deformação, expressa por:

$$\sigma = f\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) \quad (3.8)$$

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) = f^{-1}(\sigma) \quad (3.9)$$

Para o caso em que a velocidade de deformação é proporcional à tensão aplicada, o comportamento pode ser simulado pelo modelo de Newton, em que,

$$\sigma = \eta \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (3.10)$$

Sendo η o coeficiente de viscosidade do material.

A utilização individualizada de modelos reológicos elementares leva a aproximações razoáveis quando o tipo de comportamento que o modelo pretende simular é o preponderante no comportamento do material em estudo (Batista, A. *et al.*, 1992).

No entanto, por forma a obter melhores aproximações do comportamento reológico dos materiais têm sido desenvolvidos modelos mais complexos, constituídos por associações de dois ou mais dos modelos elementares referidos. O estabelecimento das equações constitutivas destas associações de modelos elementares baseia-se no princípio de sobreposição de Boltzman, que considera que o efeito de um elemento associado é o resultado da soma dos efeitos dos vários elementos constituintes.

3.2.3. Associações simples de modelos reológicos elementares

Apresentam-se em seguida dois modelos reológicos, que no âmbito da viscoelasticidade correspondem às associações mais simples de modelos reológicos elementares, o modelo de Kelvin e o modelo de Maxwell, que resultam da associação em paralelo e em série, respectivamente, do modelo de Hooke e do modelo de Newton, anteriormente apresentados.

De entre os vários modelos reológicos mais utilizados para caracterizar o comportamento viscoelástico dos materiais betuminosos, em estudo, referem-se o modelo de Burgers, constituído pela associação em série dos modelos de Maxwell e Kelvin (Eustacchio, E, 1997; Lakes, R., 1998), o modelo de Huet, resultado da associação em série de dois amortecedores e uma mola e ainda o modelo de Huet-Sayeg (Huet, C., 1963; Huet, C., 1967), que associa ao modelo de Huet uma mola colocada em paralelo.

A consideração de modelos reológicos mais complexos implica a necessidade crescente, em função da sua complexidade, da determinação de diversos parâmetros, a qual tem de ser efectuada experimentalmente. Este facto associado à falta de elementos disponíveis tem limitado fortemente a utilização deste tipo de modelos reológicos (Batista, A., 1998).

Modelo de Kelvin

O modelo de Kelvin é composto por uma mola e um amortecedor associados em paralelo, conforme esquematizado na Figura 3.7. Neste modelo reológico a tensão total aplicada corresponde à soma da tensão que se desenvolve na mola (σ_1) e da tensão verificada no amortecedor (σ_2) ($\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$). Por outro lado, as deformações dos dois elementos são iguais em cada instante. Considerando que a mola tem um comportamento elástico linear, ou seja, que a extensão nela ocorrida é proporcional à tensão instalada, e que o amortecedor tem um comportamento viscoso, em que a tensão nele instalada é proporcional à velocidade de deslocamento do êmbolo, a tensão instalada no modelo de Kelvin é dada pela equação (3.11).

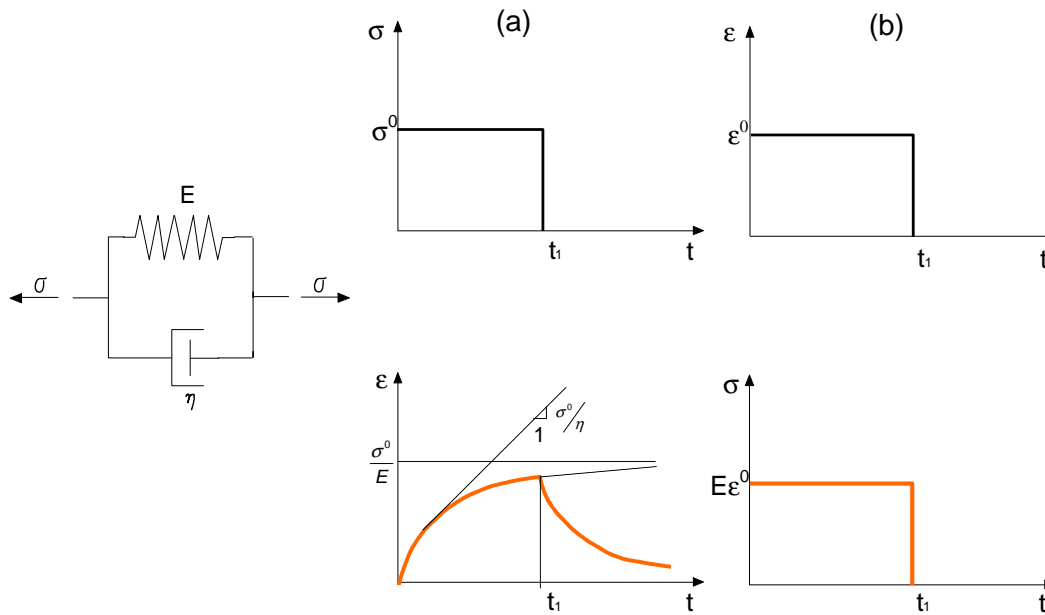


Figura 3.7 – Representação esquemática do modelo de Kelvin

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \tag{3.11}$$

Com a resolução da equação diferencial (3.11) obtém-se a solução dada pela expressão (3.12), a qual tende assintoticamente para $\varepsilon = \sigma_0/E$, sendo, por isso, uma deformação por fluência (deformação observada, no tempo, sob tensão constante):

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}(t-t_0)} \right) \tag{3.12}$$

A resposta deste modelo à aplicação de uma força instantânea é inicialmente suportada pelo elemento viscoso (amortecedor). Sob tensão, o elemento viscoso tende a deformar, transferindo uma percentagem cada vez maior da força para o elemento elástico (mola). Este fenómeno é designado por elasticidade retardada.

A velocidade de deformação, no modelo de Kelvin, sob a acção de tensão constante pode ser obtida da derivação da expressão (3.13):

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma_0}{\eta} e^{-\frac{Et}{\eta}} \quad (3.13)$$

Após o instante t_1 , de retirada da carga aplicada ($\sigma=0$), a solução obtida é dada pela expressão (3.14), por aplicação do princípio da sobreposição, traduzindo uma curva que tende assintoticamente para zero, tratando-se pois, de uma deformação reversível.

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} \left(1 - e^{-\frac{E(t_1-t_0)}{\eta}} \right) \cdot e^{-\frac{E}{\eta}(t-t_1)} \quad (3.14)$$

Modelo de Maxwell

O modelo de Maxwell é um modelo constituído por dois elementos, uma mola e um amortecedor, associados em série, conforme esquematizado na Figura 3.10.

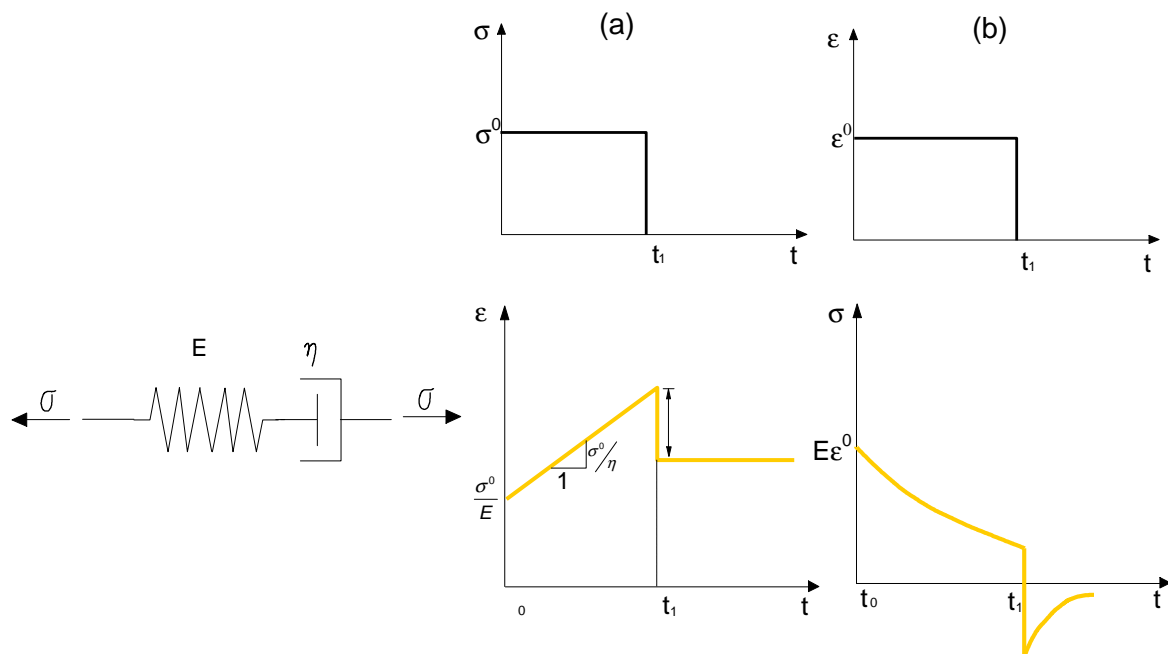


Figura 3.8 – Representação esquemática do modelo de Maxwell

Atendendo a que os dois elementos estão associados em série, a deformação total é dada pela soma das deformações da mola e do amortecedor ($\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$) ou no caso da velocidade de deformação do modelo, esta corresponde à soma das velocidades de deformação da mola e do amortecedor ($\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_2$).

Tem-se assim,

$$\dot{\varepsilon}_1 = \frac{\sigma}{\eta} \quad (3.15)$$

$$\dot{\varepsilon}_2 = \frac{d\sigma}{dt} \frac{1}{E} \quad (3.16)$$

Somando as duas expressões anteriores (3.15) e (3.16), têm-se,

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{1}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (3.17)$$

Para o carregamento apresentado na Figura 3.10, a extensão pode calcular-se a partir da tensão instalada no modelo, de valor constante ($\sigma = \sigma_0$). Dado que $d\sigma/dt = 0$, a expressão (3.16), por integração toma a forma apresentada em (3.18).

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\eta} (t - t_0) \quad (3.18)$$

Quando se retira a carga aplicada, a mola recupera totalmente a deformação sofrida, σ_0/E , o mesmo não se verificando com o amortecedor, a que corresponde uma deformação permanente de valor $\frac{\sigma_0}{\eta} (t_1 - t_0)$.

Refira-se, no entanto, que nem o modelo de Maxwell nem o modelo de Kelvin descrevem de forma adequada o comportamento viscoelástico da maioria dos materiais e em especial dos materiais presentemente em estudo, os materiais betuminosos. Assim, no caso do modelo de Kelvin verifica-se que este não apresenta extensões independentes do tempo de carga ou descarga, nem apresenta deformação permanente após a retirada da carga. No caso do modelo de Maxwell, este não apresenta uma relação de dependência entre o tempo e a recuperação da deformação.

Os modelos reológicos elementares ou os resultantes de associações simples de modelos elementares simulam apenas alguns aspectos muito específicos do comportamento de diversos materiais. Os modelos reológicos que a seguir se apresentam resultam de associações mais complexas dos modelos reológicos apresentados anteriormente, admitindo-se que permitem uma melhor descrição do comportamento dos materiais.

Modelo de Burgers

O modelo de Burgers, apresentado na Figura 3.11, corresponde à associação em série dos modelos de Maxwell e de Kelvin, sendo frequentemente adoptado para a descrição da resposta de materiais betuminosos, quando submetidos a ensaios de compressão uniaxial (Tanner, R. e Walters, K. 1998, Lakes, R., 1998 e Barnes, H. *et al.*, 1998).

Este modelo representa uma combinação de três tipos de comportamentos distintos (Verburg, H. *et al.*, 1995):

- i) comportamento elástico (mola com módulo de deformabilidade E_1);
- ii) comportamento elástico retardado (mola com módulo E_2 e amortecedor com coeficiente de viscosidade η_2 , associados em paralelo);
- iii) uma parte viscosa (amortecedor com coeficiente de viscosidade η_1).

O modelo não permite considerar, no entanto, a resposta plástica do material uma vez que não incorpora um elemento de deslizamento, designado na língua inglesa por “*slider*”.

De acordo com vários autores (Gerritsen A. *et al.*, 1987; Gerritsen, A., 1988 e Pronk, A., *et al.*, 1990) o modelo de Burgers é adequado para descrever a resposta viscoelástica de misturas betuminosas sujeitas a aplicações de cargas de curta duração.

Laboratorialmente tem sido adoptado o ensaio de compressão uniaxial estático, ou mais recentemente, de cargas repetidas para caracterizar de forma simples e eficaz o comportamento à deformação permanente e para obter parâmetros para a modelação das

características viscoelásticas de misturas betuminosas (Nunn, M. *et al.*, 2000; Eckman, B. e Tanghe, T., 2000; Hopman, P. *et al.*, 1992).

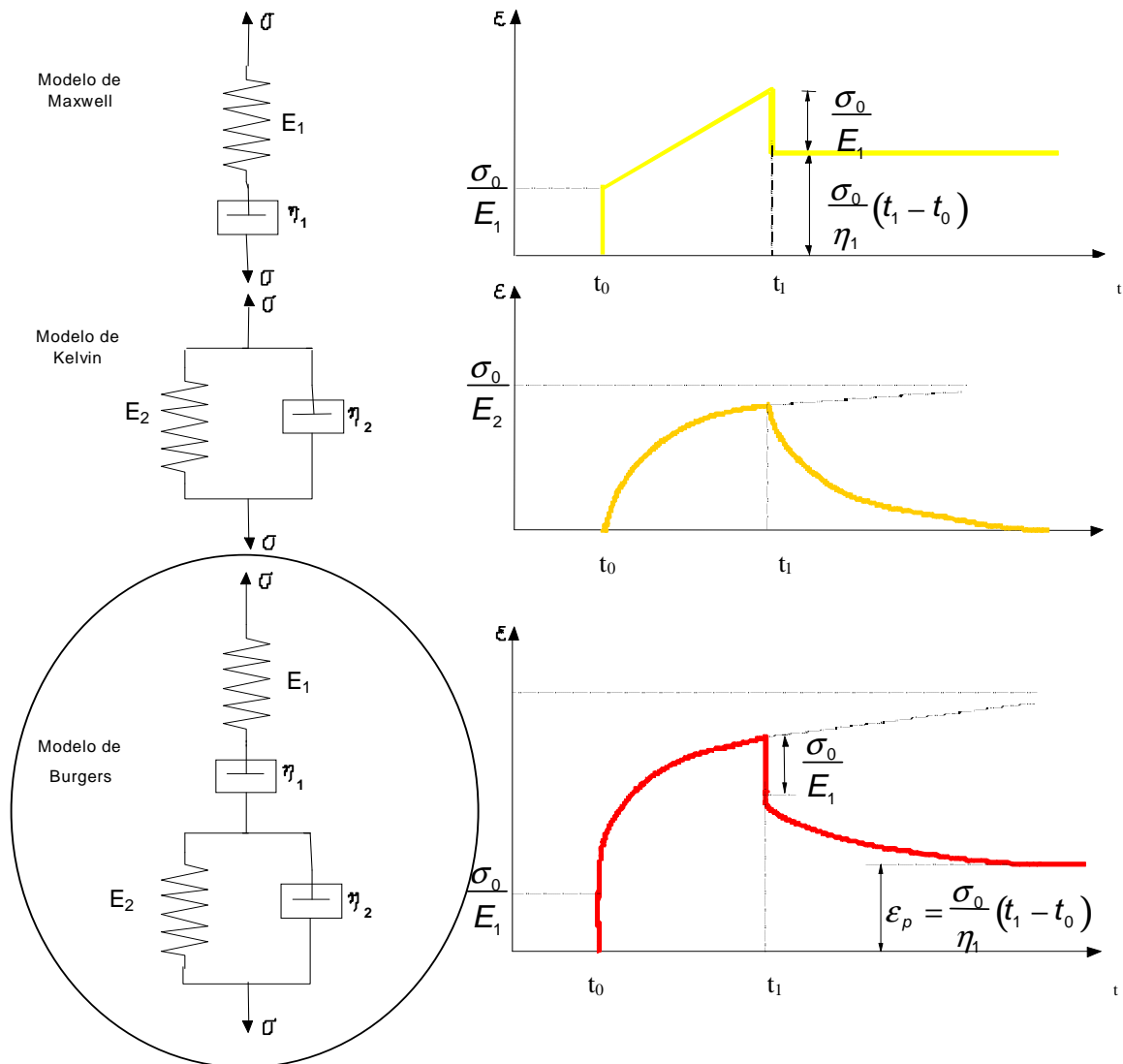


Figura 3.9 - Representação esquemática do modelo de Burgers como resultado da associação em série dos modelos de Maxwell e de Kelvin

Aplicando ao modelo de Burgers, no instante t_0 , uma tensão constante de valor σ (Figura 3.10), verifica-se que a extensão total ϵ , é o resultado da soma de três parcelas, correspondentes às extensões ocorridas na mola (ϵ_1) e no amortecedor (ϵ_2) do modelo de Maxwell, e no modelo de Kelvin (correspondentes à mola e ao amortecedor associados em paralelo - ϵ_3).

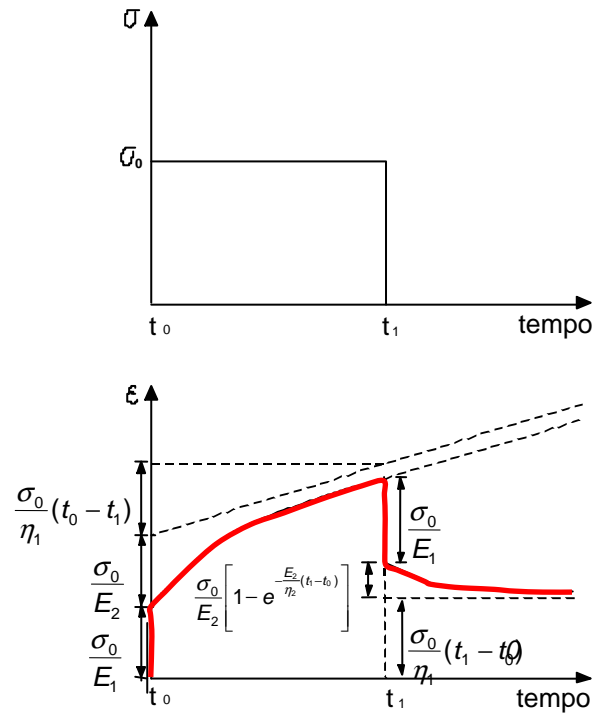


Figura 3.10 – Resposta do modelo de Burgers quando sujeito a tensão constante durante um intervalo de tempo (t_1-t_0)

Ou seja:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.19)$$

Com,

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma}{E_1} \quad (3.20)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_2}{\partial t} = \frac{\sigma}{\eta_1} \quad (3.21)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_3}{\partial t} + \frac{E_2}{\eta_2} \varepsilon_3 = \frac{\sigma}{\eta_2} \quad (3.22)$$

Enquanto a tensão aplicada é mantida constante, σ_0 , para $t \leq t_1$, a extensão que ocorre no modelo de Burgers é traduzida pela equação seguinte (3.23):

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_1} \frac{\sigma_0}{\eta_1} (t_1 - t_0) + \frac{\sigma_0}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-t_0)} \right) \quad (3.23)$$

A partir do instante em que a carga é retirada ($t \geq t_1$), a extensão toma o valor dado por (3.24)

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{\eta_1} (t_1 - t_0) + \frac{\sigma_0}{E_2} e^{-\frac{E_2}{\eta_2} t} \left(e^{\frac{E_2}{\eta_2} t_1} - e^{\frac{E_2}{\eta_2} t_0} \right) \quad (3.24)$$

Derivando em relação à variável tempo, a expressão (3.24), obtém-se a expressão seguinte, quando $t \leq t_1$,

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\sigma_0}{\eta_1} + \frac{\sigma_0}{\eta_2} e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-t_0)} \quad (3.25)$$

Desta forma, atendendo ao apresentado na Figura 3.10, quanto t tende para infinito, a velocidade de deformação tende assintoticamente para o valor dado por $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} (t \rightarrow \infty) = \frac{\sigma_0}{\eta_1}$.

Após a retirada da carga aplicada, para $t > t_1$, a extensão observada apresenta uma parcela de recuperação instantânea, seguindo-se a parcela de extensão reversível retardada. O segundo termo da expressão (3.24) tende para zero, enquanto o primeiro termo representa a extensão permanente devida ao amortecedor do modelo de Maxwell (η_1). Ou seja, a recuperação da extensão observada, tende assintoticamente para $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} (t \rightarrow \infty) = \frac{\sigma_0}{\eta_1} (t_1 - t_0)$, quando a variável tempo tende para infinito.

Desta forma o valor da extensão permanente obtida com a aplicação do modelo de Burgers é dada pela expressão (3.26), em que $\sigma(t)$ representa a história de tensões aplicada entre os instantes t_0 e t_1 .

$$\varepsilon_{\text{permanente}} = \frac{1}{\eta_1} \int_{t_0}^{t_1} \sigma(t) dt \quad (3.26)$$

Assim, de entre os quatro parâmetros do modelo de Burgers (E_1 , E_2 , η_1 e η_2), o coeficiente η_1 , é o que influencia as deformações permanentes.

O valor do coeficiente de viscosidade, correspondente ao amortecedor do modelo de Maxwell pode assim ser calculado a partir da expressão (3.27):

$$\eta_1 = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \sigma(t) dt}{\Delta \varepsilon_{\text{permanente}}(t_0, t_1)} \quad (3.27)$$

A função de fluência do modelo de Burgers, $J(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0}$, é a apresentada na equação (3.28):

$$J(t) = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_2} t} \right) \quad (3.28)$$

Da análise da expressão (3.28) observa-se que os três termos que a constituem correspondem às três partes da deformação modelada: a parte elástica reversível ($1/E_1$), a parte de deformação permanente viscoelástica ($1/\eta_1$) e a parte de deformação elástica retardada ($1/E_2 (1 - e^{-(E_2/\eta_2)t})$).

Vários autores tem aplicado este modelo reológico a diferentes temperaturas de ensaio (Hopman, P. *et al.*, 1992), por forma a obterem os quatro parâmetros do modelo de Burgers (Quadro 3.1).

Quadro 3.1 – Parâmetros do modelo de Burgers para diferentes temperaturas (COST 333, 1999)

Misturas	Temperatura (°C)	E ₁ (MPa)	E ₂ (MPa)	η ₁ (MPa.s)	η ₂ (MPa.s)
AC (asphalt concrete)	25	8600	4100	400	400
	35	3600	900	90	90
	45	2000	450	45	45
SMA (stone mastic asphalt)	25	3200	1000	80	55
	35	1200	200	25	15
	45	500	100	10	10
PA (porous asphalt)	25	3400	1200	130	130
	35	1400	300	35	35
	45	700	150	20	20

Gerritsen A. (1988) propôs expressões empíricas para previsão dos parâmetros do modelo, a partir das características mecânicas do ligante (penetração – pen, módulo de rigidez - S_b) e volumétricas da mistura betuminosa (VMA), conforme se apresentam em seguida.

$$\log(E_1) = 1,19 + 0,48 \log(S_b) - 0,072VMA \quad (3.29)$$

$$\log(E_2) = 0,20 + 1,02 \log(S_b) - 0,083VMA \quad (3.30)$$

$$\log(\eta_1) = 2,17 - 1,63 \log(\text{pen}) \quad (3.31)$$

$$\log(\eta_2) = -0,92 + 0,816 \log(S_b) - 0,067VMA \quad (3.32)$$

Modelo de Huet

O modelo de Huet é um modelo reológico desenvolvido na década de 60, por C. Huet (1967), com base em resultados de ensaios laboratoriais efectuados sobre provetes de forma trapezoidal submetidos a vibrações em regime sinusoidal permanente. Este modelo associa em série uma mola com dois amortecedores, conforme esquematizado na Figura 3.13.

Foi assim realizado um elevado número de ensaios dinâmicos sobre provetes submetidos a uma gama de temperaturas de -25°C a +35°C, e frequências de aplicação das cargas de 10⁻² Hz a 100 Hz.

A identificação deste modelo foi efectuada com a representação esquemática dos valores do módulo complexo obtidos para as várias condições de ensaio, no designado “diagrama de Cole-Cole”. A representação gráfica dos resultados obtidos, em termos de valores do módulo complexo, permite efectuar o melhor ajuste de uma curva com vista à determinação dos parâmetros intervenientes neste modelo de comportamento viscoelástico.

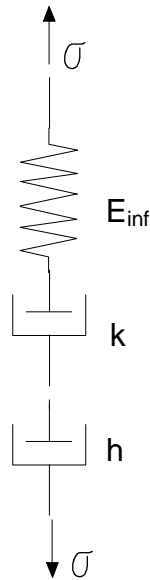


Figura 3.11 – Representação esquemática do modelo de Huet

Na representação gráfica de Cole-Cole, os parâmetros h e k podem ser obtidos por medição do ângulo definido entre a curva obtida o eixo “real”, na origem e para $E_1=E_{inf}$, respectivamente (Huet, C., 1963). Na Figura 3.14 apresenta-se a determinação dos parâmetros do modelo de Huet efectuada quando da sua modelação. A influência da temperatura no módulo complexo é tida em consideração através da variação do parâmetro τ (Huet C., 1967).

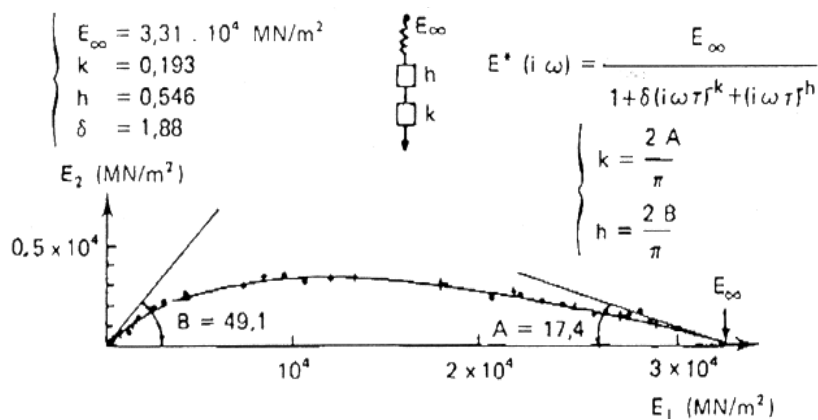


Figura 3.12 – Determinação gráfica dos parâmetros h e k, na representação de Cole-Cole(adaptado de Huet, C., 1967)

O módulo complexo do modelo de Huet pode ser expresso de acordo com a equação (3.33).

$$E^*(\omega) = \frac{E_{\text{inf}}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (3.33)$$

sendo:

- ω - velocidade angular;
- τ - parâmetro com dimensões de tempo, cujos valores variam com a temperatura;
- h, k, δ - parâmetros dos elementos parabólicos do modelo, tais que $0 < k < h < 1$, para betumes e misturas betuminosas;
- E_{inf} - módulo instantâneo do modelo, obtido quando ω tende para infinito.

Os amortecedores são regidos por funções de fluência do tipo $J(t) = At^h$ e $J(t) = Bt^k$. Genericamente, a determinação dos quatro parâmetros h, k e δ e E_{inf} do modelo de Huet, para uma dada mistura betuminosa, pode ser efectuada graficamente.

Modelo de Huet-Sayegh

Atendendo a que o modelo de Huet não permite um ajuste adequado dos resultados de ensaios realizados com baixas frequência, este foi adaptado por Sayegh (1965), com a adição de uma mola com uma rigidez muito baixa, quando comparada com o valor E_{inf} da rigidez da outra mola constituinte do modelo, como se pode observar na Figura 3.15.

Os quatro primeiros parâmetros do modelo, E_{inf} , k , h e δ são independentes da temperatura e da frequência de ensaio, dependendo apenas da forma da curva global e podem ser obtidos por considerações geométricas, tal como se observou para o modelo de Huet.

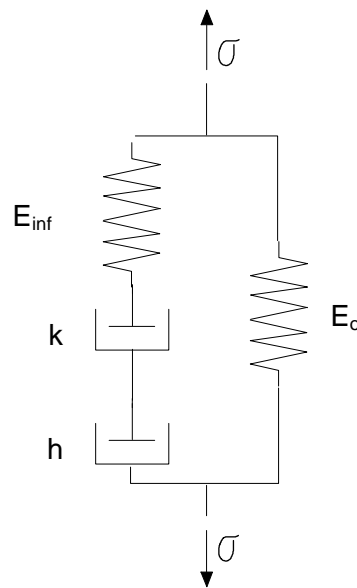


Figura 3.13 – Representação esquemática do modelo de Huet-Sayegh

O quinto parâmetro do modelo viscoelástico τ , depende apenas da temperatura, caracterizando assim a susceptibilidade térmica do material em estudo.

O módulo complexo deste modelo é expresso de acordo com a equação seguinte (3.34).

$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_{inf} - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (3.34)$$

sendo:

- E_0 - módulo estático;
- ω - velocidade angular;
- τ - parâmetro com dimensões de tempo, cujos valores variam com a temperatura;
- h, k, δ - parâmetros dos elementos parabólicos do modelo, tais que $0 < k < h < 1$, para betumes e misturas betuminosas.

Este modelo permite assim a representação do comportamento de misturas betuminosas sujeitas a baixas frequências, não sendo no entanto aplicável a situações de frequências elevadas/temperaturas baixas. Refira-se, que para a adopção deste modelo é necessário o ajuste de cinco parâmetros, por oposição aos quatro parâmetros do modelo de Huet.

Assim, para a modelação do comportamento da misturas betuminosas, para valores de módulos elevados e tendo em consideração a deformação ao longo do tempo é preferível a utilização do modelo de Huet, quando comparado com o modelo de Huet-Sayegh. A influência da temperatura é tida em consideração através do parâmetro τ , conforme se referiu

No Quadro 3.2 apresentam-se, de forma sumária, os principais modelos reológicos referidos anteriormente, bem como as expressões analíticas que os regem.

Quadro 3.2 – Modelos reológicos e suas expressões analíticas (adaptado de COST 333, 1999)

Modelo Reológico	Função de fluência (J(t))	Módulo complexo (E*)
Young-Hook	$J(t) = \frac{1}{E} \quad (3.35)$	$E^* = E \quad (3.36)$
Newton	$J(t) = \frac{t}{\eta} \quad (3.37)$	$E^* = E i \omega \eta \quad (3.38)$
Maxwell	$J(t) = \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta} \quad (3.39)$	$E^* = \frac{E}{1 + (i \omega \tau)^{-1}} \quad (3.40)$
Kelvin-Voigt	$J(t) = \frac{1}{E} (1 - e^{-t/\eta}) \quad (3.41)$	$E^* = E (1 + i \omega \tau) \quad (3.42)$
Burgers	$J(t) = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta_2}} \right) \quad (3.43)$	$E^* = \frac{E_1}{1 + (i \omega \tau_1)^{-1}} + \frac{E_2}{1 + (i \omega \tau_2)^{-1}} \quad (3.44)$
Huet	$J(t) = \frac{1}{E_\infty} + at^h + bt^k \quad (3.45)$	$E^* = \frac{E_\infty}{1 + (i \omega \tau)^{-h} + (i \omega \tau)^{-k}} \quad (3.46)$
Huet-Sayegh	$J(t) = \frac{\frac{1}{E_\infty} + at^h + bt^k}{\left(\frac{1}{E_\infty} + at^h + bt^k \right) E_0 + 1} \quad (3.47)$	$E^* = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + (i \omega \tau)^{-h} + (i \omega \tau)^{-k}} \quad (3.48)$
Maxwell generalizado	$J(t) = \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta} + \sum_{j=1}^N \frac{1}{E_j} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_j}} \right) \quad (3.49)$ com $\tau_j = \frac{\eta_j}{E_j} \quad (3.50)$	$E^* = \frac{1}{\frac{1 - i(\omega\tau)^{-1}}{E} + \sum_{j=1}^N \frac{1}{E_j(1 + i\omega\tau_j)}} \quad (3.51)$

3.3. Análise estrutural de pavimentos para a modelação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas

3.3.1. Modelo de comportamento estrutural

Os modelos de comportamento estrutural consistem em idealizações do comportamento de uma estrutura que permitem determinar o efeito das acções a que esta é sujeita. No caso dos pavimentos, os modelos permitem, em geral, calcular a resposta da estrutura às acções induzidas pela passagem dos veículos traduzida em termos de tensões, deformações e deslocamentos verificados na estrutura do pavimento e na respectiva fundação (Antunes, M. L., 1993).

É usualmente considerada a hipótese de as camadas constituintes dos pavimentos serem homogéneas, contínuas e de espessura uniforme, que, embora seja uma simplificação da realidade, pode considerar-se razoável, no caso de um pavimento de boa construção.

Nos modelos de comportamento estrutural de uso generalizado para análise estrutural de pavimentos, estes são idealizados como sendo constituídos por camadas horizontais, infinitas na direcção horizontal, constituídas por materiais homogéneos, elástico-lineares e isotropos. O solo de fundação é idealizado como uma camada semi-infinita.

Alguns modelos mais sofisticados permitem a consideração de comportamentos não lineares para as camadas de materiais granulares e de solos.

Outros modelos, de uso pouco generalizado, permitem a consideração de comportamentos vicoelásticos para as camadas betuminosas.

Refira-se que, de um modo geral, os materiais constituintes das camadas, se consideram isotropos, por oposição à estratificação que podem apresentar, quer pela sua natureza, quer pelos processos construtivos a que são sujeitos.

Esta assunção é tomada na generalidade dos modelos de cálculo empregues na análise estrutural de pavimentos, conduzindo a uma simplificação, quer em termos de modelação, quer em termos do número de parâmetros necessários para descrever as relações constitutivas dos materiais.

Quanto às acções induzidas pelos rodados dos veículos, estas são geralmente assimiladas a cargas circulares uniformes actuando sobre a superfície do pavimento, perpendicularmente a este.

Tendo em atenção os objectivos do presente estudo, no que concerne aos materiais constituintes das várias camadas, considera-se que:

- os materiais constituintes do solo de fundação, e das camadas granulares não ligadas são isotrópicos e possuem um comportamento elástico-linear;
- os materiais betuminosos apresentam um comportamento viscoelástico linear, modelado pelo modelo reológico de Burgers.

As solicitações induzidas pela passagem dos rodados dos veículos são idealizadas como um conjunto de cargas cuja posição varia no tempo, considerando a aplicação de uma forma incremental, tendo em consideração a velocidade de circulação dos rodados dos veículos.

No que respeita ao comportamento viscoelástico dos materiais betuminosos, dado ser um material cujo comportamento é condicionado pela temperatura, torna-se fundamental a consideração de um modelo reológico que traduza adequadamente aquele comportamento, para as temperaturas a que as camadas estarão sujeitas quando colocadas nos pavimentos em serviço. No presente estudo, como já referido, foi adoptado o modelo reológico de Burgers.

A análise estrutural de pavimentos com base no modelo adoptado no presente estudo é efectuada com recurso ao método dos elementos finitos (M.E.F.), que se descreve sumariamente em seguida.

3.3.2. O método dos elementos finitos

A análise estrutural, pelo método dos elementos finitos, de um dado domínio de geometria e propriedades conhecidas, quando sujeito a um determinado conjunto de solicitações e condições de fronteira, envolve fundamentalmente, três fases distintas:

- i) a divisão do domínio a analisar em subdomínios, designados por elementos finitos, ligados entre si por um número finito de pontos (pontos nodais);

em cada elemento finito, as variáveis de campo, deslocamentos ou tensões, são aproximadas por funções (funções de interpolação), dependentes de determinados parâmetros, que são em regra, os valores que essas variáveis tomam nos pontos nodais; utilizando teoremas energéticos ou o método dos resíduos pesados é possível obter, a partir das funções de interpolação escolhidas, um sistema de equações lineares em função dos parâmetros referidos;

- ii) a reconstituição de todo o domínio, com o agrupamento do conjunto de elementos finitos, recorrendo a considerações de compatibilidade;

obtém-se assim um sistema de equações global que terá uma única solução através da consideração das condições de fronteira do domínio;

- iii) a determinação dos valores nodais das variáveis de campo, através da resolução do sistema de equações global, sendo o cálculo de outras grandezas relevantes realizado a partir desses valores nodais.

A formulação em deslocamentos do método dos elementos finitos é a mais utilizada na análise estrutural, tendo sido a adoptada no programa de elementos finitos desenvolvido no LNEC e utilizado neste estudo para a modelação estrutural de pavimentos (Batista, A., 1998).

Assim, definem-se funções de interpolação, em geral polinomiais, dos deslocamentos no interior e na fronteira dos elementos, por forma a garantir a compatibilidade em todo o domínio, sendo o equilíbrio assegurado apenas nos pontos nodais.

Considerando um sistema de eixos cartesianos, os deslocamentos de um dado ponto do interior ou da fronteira do elemento $\{u\}$, são aproximados por:

$$\{u\} = [N] \{u^e\} \quad (3.52)$$

em que:

$[N]$ - matriz das funções de interpolação adoptadas;

$\{u^e\}$ – vector dos deslocamentos nodais do elemento.

Considerando a hipótese dos pequenos deslocamentos, ou da linearidade geométrica, em que se admite que as derivadas dos deslocamentos são muito pequenas quando comparadas com a unidade, e atendendo à expressão (3.52), podem relacionar-se as deformações em qualquer ponto do elemento $\{\varepsilon\}$, com os deslocamentos nodais, pela expressão seguinte:

$$\{\varepsilon\} = [B] \{u^e\} \quad (3.53)$$

em que $[B]$, representa a matriz das derivadas parciais das funções de interpolação adoptadas e $\{u^e\}$ representa o vector dos deslocamentos nodais do elemento.

As relações tensões – deformações, no domínio elástico linear, podem escrever-se na forma:

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (3.54)$$

sendo $[D]$, a matriz de elasticidade.

A partir das expressões (3.53) e (3.54), obtém-se,

$$\{\sigma\} = [D][B] \{u^e\} \quad (3.55)$$

Com a aplicação do teorema dos trabalhos virtuais, obtém-se:

$$[K^e] \{u^e\} = \{f^e\} \quad (3.56)$$

sendo,

$$[K^e] = \int_V [B]^T [D] [B] dV \quad (3.57)$$

$$\{f^e\} = \int_V [N]^T \{b\} dV + \int_A [N]^T \{q\} dS \quad (3.58)$$

em que:

$[K^e]$ - matriz de rigidez do elemento;

$\{f^e\}$ - vector das forças nodais estaticamente equivalentes a forças distribuídas no volume V e na superfície S do elemento;

$\{b\}$ - vector das forças mássicas;

$\{q\}$ - vector das forças de superfície.

Atendendo às equações expressas em (3.56) para cada elemento finito, a aplicação de condições de compatibilidade e de equilíbrio nos vários pontos nodais permite obter, em cada instante, um sistema de equações global em função dos deslocamentos e das forças em todos os pontos nodais da estrutura.

$$[K(t)] \{u(t)\} = \{f(t)\} \quad (3.59)$$

sendo:

$[K(t)]$ - matriz de rigidez global;

$\{u(t)\}$ - vector dos deslocamentos nodais;

$\{f(t)\}$ - vector das forças nodais.

No caso de problemas não-lineares ou dependentes da variável tempo, é possível proceder à sua linearização, através da utilização de métodos incrementais. No caso de problemas dependentes da variável tempo, a discretização do carregamento aplicado é efectuada através de em incrementos espaçados no tempo (3.60).

$$[K] \{\Delta u\} = \{\Delta f\} \quad (3.60)$$

onde $\{\Delta u\}$ corresponde ao vector dos deslocamentos nodais e $\{\Delta f\}$ representa o vector do incremento das forças nodais equivalentes às forças externas, em cada incremento de tempo (integração passo a passo).

3.3.3. Formulação adoptada tendo em vista a consideração do comportamento viscoelástico dos materiais betuminosos

Neste item apresenta-se a formulação adoptada no programa de elementos finitos tridimensional, para a análise estrutural de pavimentos, considerando que as misturas betuminosas apresentam um comportamento viscoelástico, expresso pelo modelo de Burgers.

A formulação numérica desenvolvida no LNEC recorre a métodos incrementais expressos pelas equações (3.60) (Batista, A., 1998).

A deformação associada ao modelo de Burgers $J(t, t_0)$ foi aproximada por um somatório de exponenciais reais, designada por “*série de Dirichlet*” (Bazant, Z., 1972) com a forma,

$$\varepsilon(t, t_0) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i(t_0)} \left(1 - e^{-\frac{E_i(t_0)}{\eta_i}(t-t_0)} \right) \quad (3.61)$$

A equação (3.60) representa a deformação do modelo de Hooke e de uma cadeia de modelos de Kelvin associados em série, em que $E_i(t_0)$ representam os módulos de elasticidade dependentes do tempo.

Esta técnica, adoptada por forma a permitir ultrapassar a dificuldade associada à integração da equação (3.56), permite efectuar a análise passo a passo sem necessidade de memorização de toda a história de carga.

Para a simulação do comportamento dos materiais de acordo com o modelo de Burgers, consideraram-se somente dois elementos na cadeia de modelos de Kelvin ($n = 2$), o primeiro dos quais terá um valor de E_1 praticamente nulo, por forma a aproximar-se do corpo de Newton (Figura 3.14).

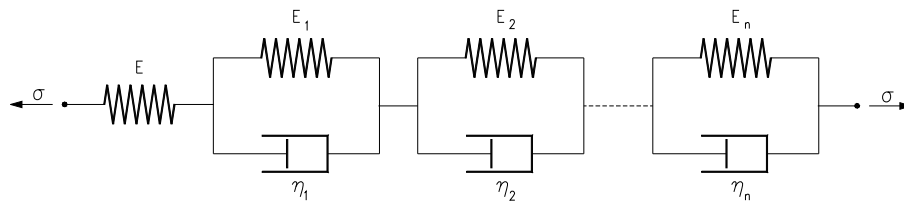


Figura 3.14 – Modelo de Hooke e cadeia de modelos de Kelvin (Batista, A. L. *et al.*, 1992)

O programa em referência utiliza elementos finitos de volume paralelepípedicos, isoparamétricos, com funções de interpolação do 2º grau. A equação de equilíbrio (3.60) é resolvida em todos os intervalos de discretização da carga com a actualização, em cada intervalo, da matriz de rigidez global,

$$[K] \times \{\delta u_r\} = \{\delta r^a\} + \{\delta r^0\} + \{\delta r^f\} \quad (3.62)$$

em que:

$[K]$ - matriz de rigidez da estrutura;

$\{\delta u_r\}$ - vector do incremento dos deslocamentos nodais;

$\{\delta r^a\}, \{\delta r^0\}, \{\delta r^f\}$ - vectores de forças nodais, em cada incremento de carga, equivalentes às cargas, às deformações impostas e à história de carga, respectivamente.

3.4. Conclusões

Neste capítulo foram abordados aspectos relacionados com a modelação do comportamento à deformação permanente de camadas betuminosas integradas nas estruturas de pavimentos flexíveis. Foram apresentados e discutidos diversos modelos reológicos utilizados para descrever o comportamento tensão-deformação dos materiais, desde os modelos reológicos elementares, até aos modelos reológicos mais complexos constituídos através da associação de modelos reológicos elementares.

Procedeu-se ao estabelecimento de um modelo de comportamento estrutural para pavimentos sujeitos à passagem repetidas dos rodados dos veículos, considerando que as camadas betuminosas possuem um comportamento viscoelástico.

Tendo em vista os objectivos do trabalho, considerou-se razoável admitir para os materiais granulares não ligados e para os solos um comportamento isotrópico e elástico-linear. No que respeita aos materiais betuminosos, atendendo ao facto destes materiais terem um comportamento dependente do tempo, e tendo em atenção a necessidade de adoptar modelos que traduzam de modo mais realista o comportamento dos materiais, sem que tal se traduza em demasiada complexidade, propõe-se um modelo de comportamento viscoelástico, o modelo de Burgers.

Foi utilizado um programa de cálculo automático existente no LNEC (Batista, A., 1998), por forma a efectuar a análise estrutural de pavimentos utilizando o modelo de comportamento proposto.

O programa referido utiliza o método dos elementos finitos, considerando o meio discretizado por elementos finitos de volume isoparamétricos, com funções de interpolação de 2º grau.

Para a modelação do comportamento viscoelástico dos materiais betuminosos, de acordo com o modelo proposto, é necessária a determinação dos parâmetros do modelo de Burgers.

Torna-se assim necessário dispor de uma metodologia de estudo – com a definição do ensaio, equipamento e técnica de ensaios e da interpretação de resultados - que possibilite a obtenção daqueles parâmetros.

Nos capítulos seguintes, após a apresentação de vários métodos de ensaio laboratoriais existentes para a caracterização do comportamento à deformação permanente, apresenta-se de forma mais detalhada o ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas e a metodologia de interpretação adoptada, considerando que os materiais betuminosos possuem um comportamento viscoelástico modelado pelo modelo de Burgers.

Capítulo 4

ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS BETUMINOSAS À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

4. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS BETUMINOSAS À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

4.1. Introdução

A partir da década de 50, à medida que se verificou o aumento do volume de tráfego e do peso por eixo dos veículos pesados em circulação na rede viária, observou-se que as misturas até então utilizadas, com comportamentos considerados satisfatórios, atingiam estados de ruína mais rapidamente, sob a acção dos veículos pesados.

Começou assim a exigir-se às misturas betuminosas a satisfação de um mais vasto conjunto de requisitos, que se podem dividir nos seguintes grupos:

1. Requisitos associados à construtibilidade, apresentando
 - uma boa trabalhabilidade durante a aplicação, permitindo que o material seja bem espalhado e bem compactado, com o equipamento disponível;
 - facilidade de conservação e a possibilidade de reciclagem dos materiais aplicados;

2. Requisitos associados ao desempenho, possibilitando
 - uma adequada estabilidade por forma a resistir à passagem dos veículos sem o aparecimento de *cavados de rodeira*;

- uma adequada resistência à fadiga sob a passagem repetida dos rodados dos veículos;
- uma adequada impermeabilidade, para protecção das camadas subjacentes;
- uma flexibilidade que permita a adaptação das camadas betuminosas a assentamento graduais observados nas camadas inferiores, sem que se verifique o aparecimento de fendilhamento;
- uma elevada durabilidade, para resistir ao desgaste causado pelo tráfego e pelos efeitos dos agentes atmosféricos;

Para o caso particular das camadas de desgaste, estas devem ainda apresentar os seguintes requisitos funcionais:

- um bom coeficiente de atrito (pneu/pavimento), quer para condições de piso seco, quer quando molhado;
- um nível de ruído pneu/pavimento dentro dos limites exigidos, bem como adequadas características ópticas;
- uma superfície regular, que possibilite a circulação em condições de conforto, economia e segurança;
- uma adequada macro-textura para permitir o escoamento das águas.

Por forma a garantir a satisfação das preocupações relativas ao desempenho das misturas betuminosas, têm vindo a desenvolver-se técnicas e ensaios laboratoriais, com maior ou menor complexidade, para a caracterização do seu comportamento mecânico, nomeadamente no que concerne ao comportamento à deformação permanente daqueles materiais.

Os ensaios realizados em laboratório, para caracterização do comportamento mecânico de misturas betuminosas devem ser efectuados sob condições devidamente controladas, por forma a fornecer os elementos relativos ao seu comportamento, após fabrico e aplicação *in situ*, e quando sujeitas quer às acções do tráfego, quer climatéricas.

Desta forma, para que os resultados daqueles estudos sejam significativos, a preparação laboratorial dos provetes deve reproduzir o melhor possível as operações realizadas em obra, tais como o fabrico, o espalhamento e a compactação. Em alternativa, e por forma a eliminar qualquer incógnita relativamente às condições de compactação, é possível

proceder ao ensaio laboratorial de amostras recolhidas do próprio pavimento. No entanto, esta solução só é viável para ensaios sobre materiais que já foram aplicados na obra, não sendo pois adequada a estudos de formulação de misturas a aplicar.

Considerando as duas manifestações possíveis de observar nas misturas betuminosas, no que se refere ao comportamento à deformação permanente, o adensamento, com diminuição de volume, e a deformação por corte, são fundamentalmente dois os tipos de metodologias de ensaio passíveis de serem considerados: os ensaios em que as componentes volumétrica e de corte ocorrem simultaneamente, e os ensaios em que a componente de corte é predominante em relação às variações volumétricas que podem ocorrer.

As metodologias mais utilizadas em todo o mundo são as que assentam em ensaios que envolvem a aplicação de cargas repetidas, axiais ou de corte, e a simulação em pista de laboratório ou em pista de ensaio à escala real, da passagem do rodado dos veículos.

Neste capítulo descrevem-se sumariamente, e discutem-se os méritos relativos dos vários tipos de ensaios utilizados para a caracterização do comportamento à deformação permanente utilizados em diversos laboratórios e institutos de investigação. Para tal usa-se, por vezes, a descrição apresentada em Capitão, S. (1999).

4.2. Equipamentos, técnicas e procedimentos de ensaio laboratoriais mais utilizados

São vários os ensaios laboratoriais utilizados nos diversos laboratórios e institutos de investigação, para caracterizar a resposta dos materiais betuminosos do ponto de vista da deformação permanente. Estes ensaios podem ser agrupados em três grupos principais: i) os ensaios “*empíricos*”, cuja análise dos resultados obtidos se baseia na experiência adquirida ao longo do tempo para materiais com características similares; ii) os ensaios “*fundamentais*”, que permitem avaliar o comportamento das misturas betuminosas através da determinação das suas propriedades fundamentais; e iii) os ensaios de simulação, que como indica a sua designação simulam, a menos de um factor de escala, as condições verificadas no pavimento, quando este é solicitado pelo tráfego e sujeito às acções climatéricas.

Referem-se em seguida alguns dos ensaios mais utilizados, tendo em consideração os três grupos anteriores.

i) Ensaio “*empíricos*”

- ensaio Marshall;
- ensaio Hveem;

ii) Ensaio “*fundamentais*”

- ensaios de compressão uniaxial, com a aplicação de cargas estáticas (designado geralmente por ensaio de fluência – “*creep test*” - na língua inglesa), ou de cargas repetidas (“*repeated load test*” ou “*dynamic load test*”);
- ensaios de compressão triaxial, com aplicação de cargas estáticas, ou repetidas;
- ensaios de corte (“*shear test*”, na língua inglesa) com aplicação de cargas estáticas, ou repetidas;

iii) Ensaio de simulação

- ensaios de simulação em pista de laboratório (“*wheel-tracking test*”);
- ensaios de simulação em pista à escala real.

A generalidade destes ensaios pressupõe a utilização de uma câmara termostática para controlo da temperatura de ensaio, ou de uma sala de temperatura controlada, para ter em consideração a influência da temperatura no comportamento das misturas betuminosas.

4.3. Ensaio “empíricos”

4.3.1. Ensaio Marshall

Os conceitos básicos do ensaio Marshall, nomeadamente no que respeita ao processo de fabrico e de compactação laboratorial e ao método de avaliação de resultados, foram inicialmente desenvolvidos por Bruce Marshall. Em 1948, após diversos estudos, o *U.S. Corps of Engineers* melhorou a concepção básica do ensaio inicialmente desenvolvido por Bruce Marshall, estabelecendo os critérios a adoptar na formulação de misturas betuminosas (Asphalt Institute (MS2), 1993).

O principal objectivo deste ensaio é o de quantificar a resistência mecânica e a deformação sofrida por uma mistura betuminosa compactada laboratorialmente, sob determinadas condições. Este ensaio é utilizado como parte da metodologia de formulação de misturas betuminosas mais utilizada em todo o mundo, para obtenção do valor óptimo do teor em betume, e de baridades de referência com vista ao controle da qualidade das misturas aplicadas.

A informação existente sobre este ensaio e sobre os resultados obtidos para diversos tipos de misturas é bastante vasta atendendo ao facto de ser utilizado no mundo inteiro há mais de 50 anos.

O ensaio Marshall foi originalmente desenvolvido apenas para misturas betuminosas com agregados com dimensão máxima de 25 mm. Dado que este ensaio não permite determinar

qualquer propriedade fundamental que descreva o comportamento das misturas, a análise dos resultados obtidos, por ser efectuada com base na experiência passada, perde-se quando são introduzidas modificações aos procedimentos normalizados e inicialmente desenvolvidos. Posteriormente foi desenvolvido o Método Marshall Modificado para o ensaio de misturas betuminosas com agregados cuja dimensão máxima do agregado pode ir até 38 mm (Asphalt Institute (MS2), 1993).

Este ensaio, preconizado na norma ASTM D1559, consiste no fabrico de provetes cilíndricos, com 63,5 mm de altura, por 101,6 mm de diâmetro, compactado por apiloamento, com uma energia de compactação estabelecida e na determinação da sua resistência mecânica, após imersão em água a 60°C. A aplicação da carga aos provetes é realizada a uma velocidade constante (50 mm/min), por meio do “estabilómetro Marshall” (Figura 4.1). São duas as grandezas determinadas: a força máxima registada no momento da rotura (designada por “estabilidade Marshall”) e o valor da deformação registada no mesmo instante (designado por “deformação Marshall”).



Figura 4.1 – Aspecto do equipamento de ensaio Marsahl

Um parâmetro também utilizado para caracterizar as misturas betuminosas é o designado índice de “rigidez” Marshall (“*Marshall stiffness index*”), obtido a partir do quociente entre o valor da estabilidade e da deformação Marshall. Assim, um valor elevado do índice de “rigidez” Marshall poderá indiciar uma mistura betuminosa com bom comportamento à deformação permanente (Brown, E. *et al.*, 2001).

Apesar da sua forte disseminação pelo mundo e generalizada utilização, o método Marshall apresenta no entanto fortes limitações na avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, não traduzindo as propriedades fundamentais daqueles materiais (Brown, S. *et al.*, 1985).

4.3.2. Ensaio Hveem

O método Hveem concebido por Francis N. Hveem, um investigador do *California Department of Transportation*, foi posteriormente objecto de modificações ao longo de vários anos. Tal como se observa no método Marshall, o método de Hveem assenta numa longa experiência obtida através de uma elevada quantidade de resultados obtidos ao longo dos anos, e na sua correlação com comportamentos observados em pavimentos reais.

Os provetes ensaiados pelo método Hveem são cilíndricos, com 63,5 mm de altura e 101,6 mm de diâmetro. Estes provetes são obtidos por compactação laboratorial da mistura, em geral com o “*California Kneading Compactor*”, ou como é usualmente designado, o compactador “*Kneading*” (Asphalt Institute (MS2), 1993).

O compactador “*Kneading*”, que permite moldar em laboratório provetes cilíndricos ou prismáticos, consiste numa prensa que actua um pé compactador com a forma de um sector circular, ou rectangular, utilizando a técnica de calcamento, ou seja, com a aplicação de uma pressão de compactação mantida constante durante um determinado intervalo de tempo, e sob uma temperatura adequada ao tipo de betume.

Os provetes são levados até à rotura através de um ensaio no “estabilómetro de Hveem”, (Figura 4.2). O provete é inserido numa manga de borracha dentro de um cilindro metálico que contém um líquido. É registada a pressão horizontal desenvolvida pelo provete em ensaio, quando submetido a uma carga axial. O provete é mantido dentro do molde a 60°C.

Tal como no método Marshall, a interpretação dos resultados do método Hveem assenta essencialmente na experiência, não sendo possível determinar propriedades fundamentais da mistura betuminosa.

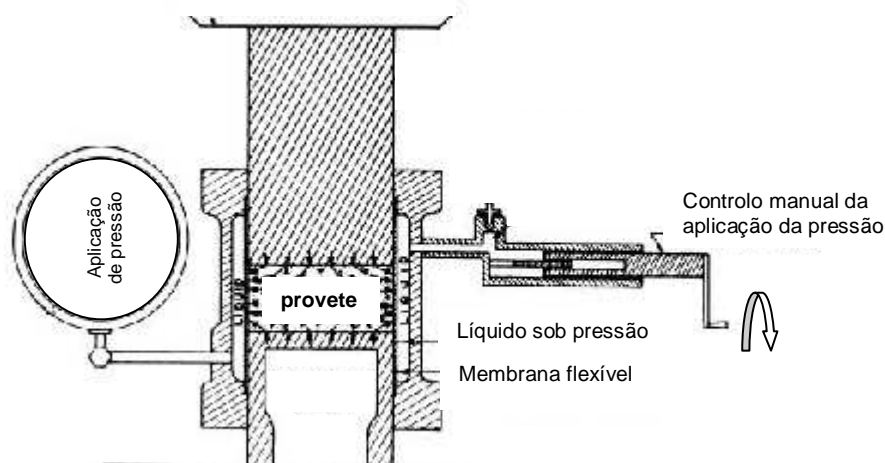


Figura 4.2 – Representação esquemática do estabilômetro do ensaio Hveem (Asphalt Institute (MS2), 1993)

4.4. Ensaios “fundamentais”

4.4.1. Ensaios de compressão uniaxial estáticos

A utilização do ensaio de compressão uniaxial estático, para caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas foi iniciada na década de 70, pelo *Shell Laboratory* em Amsterdão (Hills, J., 1973). Sendo um ensaio de fácil execução, com a utilização de equipamento de ensaio pouco complexo e de baixo custo, tem vindo a ser adoptado e implementado em todo o mundo, por numerosos centros de investigação.

No essencial, consiste em submeter provetes cilíndricos ou prismáticos a uma carga constante ao longo do tempo, actuando na direcção do eixo do provete. Este está colocado entre dois pratos, estando geralmente um deles fixo e o outro, sobre o qual a força é aplicada, desloca-se axialmente. A deformação do provete, na direcção axial é medida em função do tempo. Simultaneamente, a deformação radial do provete pode ser quantificada.

Sendo geralmente executado sem qualquer contenção lateral, pode no entanto ser aplicada uma pressão lateral, quer pelo próprio provete ou por um molde (ensaio de indentação) (Said, S. *et al.*, 2000). Após a retirada da força aplicada, o provete recupera alguma da deformação sofrida. O valor desta deformação reversível, pode ser quantificado. Durante todo o ensaio a temperatura deve ser controlada e mantida constante.

São várias as condições, quer de execução do ensaio, quer relativas às características do provete, a satisfazer para a obtenção de resultados fiáveis e reproduzíveis. Desta forma, no que se refere aos procedimentos de ensaio a adoptar, devem ser satisfeitos os seguintes requisitos:

- i) a força deve ser aplicada rápida, mas suavemente, até se atingir o nível de carga desejado;
- ii) a força deve estar uniformemente distribuída sobre toda a área das faces comprimidas do provete, e ser mantida constante durante a realização do ensaio;
- iii) deve ser permitido ao provete recuperar livremente a deformação sofrida após a retirada da carga aplicada;
- iv) deve ser efectuado o registo das deformações observadas, quer durante o período de aplicação da carga, quer de descarga;
- v) a temperatura deve ser controlada e mantida constante durante todo o ensaio.

No que respeita às dimensões dos provetes para ensaio é usual ter-se em consideração a relação existente entre o diâmetro e a dimensão máxima das partículas do agregado, sendo em geral utilizados provetes cilíndricos com 100 ou 150 mm de diâmetro. Os provetes sujeitos a ensaio apresentam geralmente uma relação altura/diâmetro da ordem de 1,5 a 2, embora, por vezes, sejam ensaiados provetes cuja relação é inferior, referindo-se os provetes recolhidos de camadas de pavimentos cuja altura está limitada à espessura da camada betuminosa, sendo no entanto possível fazer variar o seu diâmetro.

No entanto, caso as condições do carregamento uniaxial sejam garantidas, com a aplicação de um estado de tensão uniformemente distribuído, e sempre que a relação entre a dimensão máxima das partículas e as dimensões dos provetes seja adequada, teoricamente, as dimensões e a forma do provete submetido a ensaio não afectam os resultados obtidos (Bolk, H., 1981).

Em ensaios de longa duração, como é o caso dos ensaios de compressão uniaxial estáticos, sem descarga, a mistura betuminosa submetida a ensaio sofre alterações das suas características mecânicas. Isto deve-se a um processo físico que decorre sob a influência da carga aplicada, durante a qual o betume que envolve as partículas de agregados é levado a ocupar todos os vazios existentes. Como resultado deste processo desenvolvem-se cada vez mais contactos inter-partículas, verificando-se a transferência da tensão aplicada para o esqueleto mineral da mistura (Bolk, H., 1981), dando origem a deformações plásticas, ou seja, irreversíveis.

Um dos parâmetros considerado para a caracterização do comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente, através de ensaios de compressão uniaxial estáticos, é o valor da extensão medida ao fim de um determinado tempo de ensaio, nomeadamente ao fim de 3600 ou 7200 segundos (Van de Loo, P., 1979, Bolk, H., 1981, Zawadzki, J., 1997).

O quociente entre a tensão constante aplicada no decorrer do ensaio e o valor da extensão final, permite calcular o designado “*módulo de rigidez da mistura*” para o tempo de ensaio considerado, tornando os resultados obtidos independentes da tensão aplicada.

O valor da extensão utilizado para o cálculo do módulo corresponde à parcela irreversível, de modo a poder tomar aquele módulo como parâmetro de avaliação do comportamento à deformação permanente da mistura betuminosa. Dado que, para condições de ensaio com longo tempo de carregamento e temperaturas elevadas, a contribuição elástica devida à presença do betume é quase nula, a parcela viscosa será a preponderante nos ensaios de compressão uniaxial estático. Assim, o módulo obtido com base na extensão total poderá ser considerado adequado como parâmetro de avaliação do comportamento da mistura à deformação permanente (Little, D. *et al.*, 1993).

Refira-se que os valores obtidos na previsão da deformação permanente efectuada com base nos resultados deste ensaio são inferiores aos observados em pistas de ensaio laboratorial ou *in situ*. Este facto deve-se fundamentalmente ao designado *efeito dinâmico*, de passagem dos veículos, que não é tido em consideração durante a realização do ensaio, dada a natureza estática da aplicação das cargas.

No LNEC existe um equipamento de ensaio de compressão uniaxial (Figura 4.3), sendo constituído por um sistema de aplicação de forças verticais, permite o ensaio simultâneo de

três provetes. Os provetes cilíndricos, extraídos do pavimento ou moldados em laboratório, são colocados sobre o tampo da estrutura metálica, com o eixo na posição vertical, entre placas rígidas, previamente lubrificadas.

A lubrificação destas placas, bem como do topo dos provetes cilíndricos é necessária por forma a garantir uma distribuição uniforme da tensão aplicada, sem que se verifique qualquer constrangimento lateral dos provetes dando origem ao “*embarrelamento*” dos provetes.

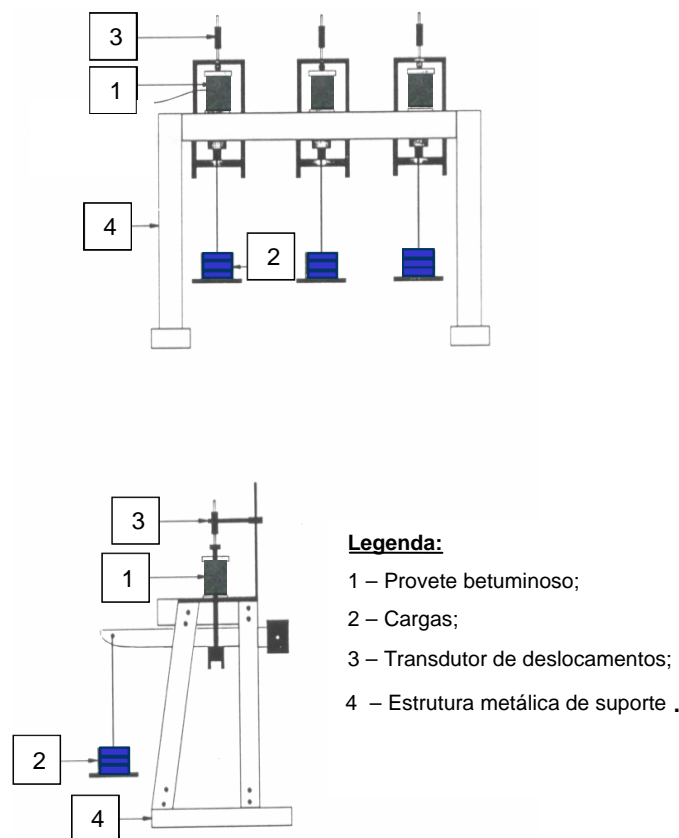


Figura 4.3 – Esquema do equipamento de ensaio de compressão uniaxial estático (*adaptado de Azevedo, M. C., 1993*)

A carga é aplicada na placa colocada no topo superior do provete. Os resultados são expressos pela deformação vertical sofrida pelo provete cilíndrico, medido pelo transdutor de deslocamento, em função do tempo de ensaio.

A estrutura metálica está colocada dentro de uma câmara de controlo da temperatura, que permite a obtenção de temperaturas entre +5°C e +75 °C, com uma precisão de 0,5°C. As temperaturas dos provetes são medidas através da colocação de termopares no seu interior. A temperatura ambiente, no interior da câmara é controlada por um termómetro digital. A aquisição de dados é efectuada através de um comparador analógico.

Na Figura 4.4 apresenta-se a montagem do ensaio de compressão uniaxial estático, no interior da câmara de temperatura controlada.



Figura 4.4 – Aspecto da montagem realizada para o ensaio de compressão uniaxial estático

Azevedo, M. C., (1993) realizou no LNEC ensaios de compressão uniaxial estáticos de provetes cilíndricos de misturas betuminosas a aplicar em camadas de base de pavimentos rodoviários, utilizando uma estrutura de carga que permitia a aplicação de forças verticais, para a realização simultânea de três ensaios. A estrutura de carga foi inserida numa sala de temperatura controlada, tendo sido realizados ensaios a 40°C.

Foi estudada a influência do tipo e teor em ligante betuminoso, da porosidade da mistura betuminosa e do processo de compactação no comportamento à deformação permanente daquele tipo de mistura betuminosa, tendo-se concluído que embora este ensaio não seja o mais adequado para a simulação laboratorial dos efeitos da densificação e das deformações distorcionais provocadas pelo tráfego, permite no entanto a avaliação dos méritos relativos das várias propriedades das misturas betuminosas estudadas. Nas Figuras 4.5 e 4.6 apresentam-se dois exemplos dos resultados obtidos.

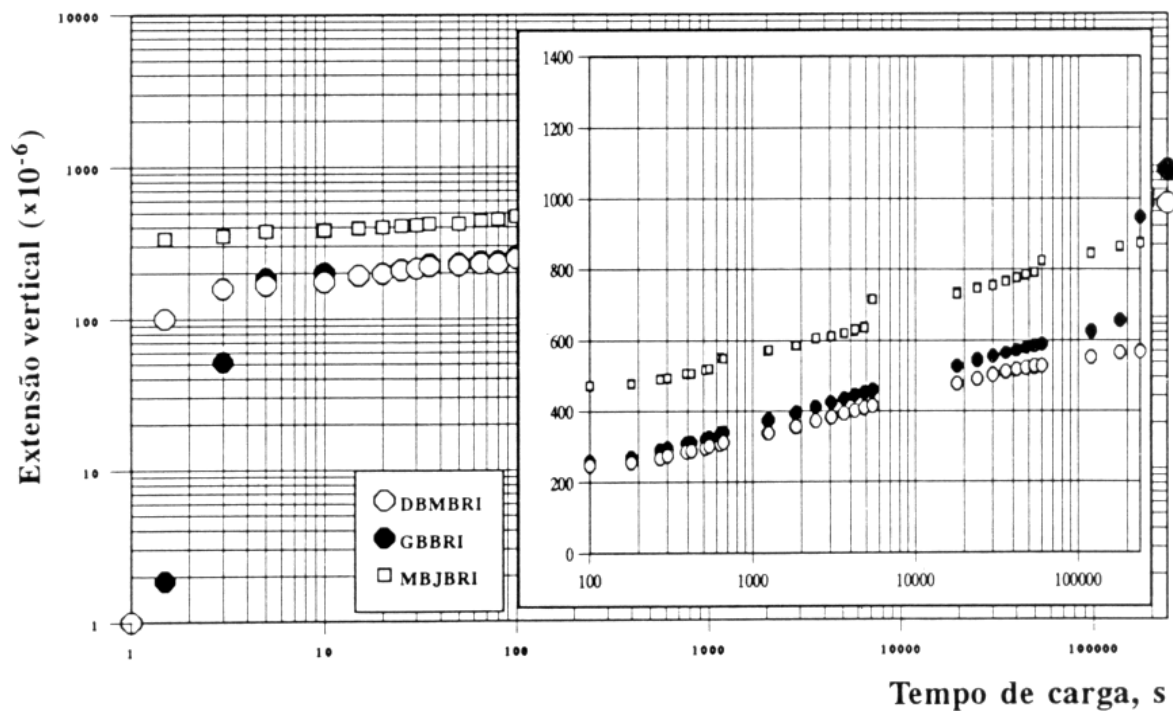


Figura 4.5– Exemplo da variação da extensão vertical com o tempo de carga, para três misturas betuminosas (Azevedo, M. C., 1993)

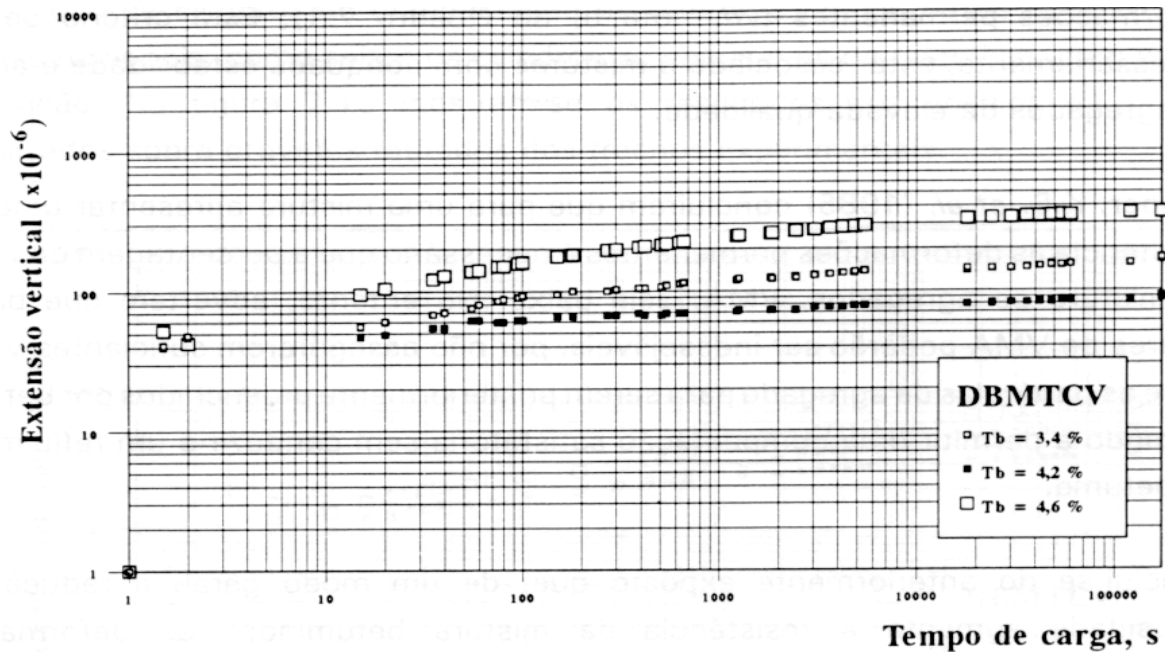


Figura 4.6 - Exemplo da variação da extensão vertical com o tempo de carga, para três teores em betume (Azevedo, M. C., 1993)

Com a realização de ensaios de compressão uniaxial estáticos em mais de 100 misturas betuminosas diferentes, Little, D. *et al.* (1993) estabelecerem critérios de avaliação do comportamento à deformação permanente daqueles materiais. Assim foram atribuídos valores, quer para a inclinação da curva de deformação, correspondente à fase linear, designada por fase 2 (vd. 3.3.2), quer para a extensão acumulada, obtida após 3600 segundos de ensaio. As variáveis analisadas foram a percentagem de betume, o tipo de betume e de aditivo, o tipo e a granulometria do agregado, a temperatura de ensaio, a porosidade da mistura, e o nível de tensão aplicada. De acordo com aqueles autores o ensaio de compressão uniaxial estático pode ser utilizado para avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, quando as condições de ensaio adotadas reproduzam as condições verificadas *in situ*.

Brennan, M. *et al.*, (1996) realizaram ensaios de compressão uniaxial estáticos para caracterizar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas abertas a aplicar em camadas de desgaste (consideradas com valores de porosidade de 20 a 25%). Foram ensaiados provetes cilíndricos com 0,06 m de altura e 0,10 m de diâmetro compactados em laboratório. O ensaio compreendeu um pré-condicionamento do provete com uma carga de cerca de 2% do valor da tensão aplicada em ensaio (de 0,1 MPa), sob uma temperatura de 40°C.

Na Figura 4.7 representa-se esquematicamente o equipamento para ensaio de compressão uniaxial estático utilizado por aqueles autores (Brennan, M. *et al.*, 1996). Na Figura 4.8 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados, para três misturas distintas.

Zawadzki, J. (1997) realizou ensaios de compressão uniaxial estáticos a 40°C e a 60°C, sobre misturas betuminosas tradicionais e com betumes modificados, tendo procedido à caracterização do seu comportamento viscoelástico, e a uma análise comparativa do seu comportamento à deformação permanente.

Da análise da Figura 4.8 observa-se que as misturas betuminosas abertas, com valores de porosidade superiores a 20%, conduziram a maiores valores de extensão permanente no final do ensaio do que os obtidos para a mistura betuminosa densa.

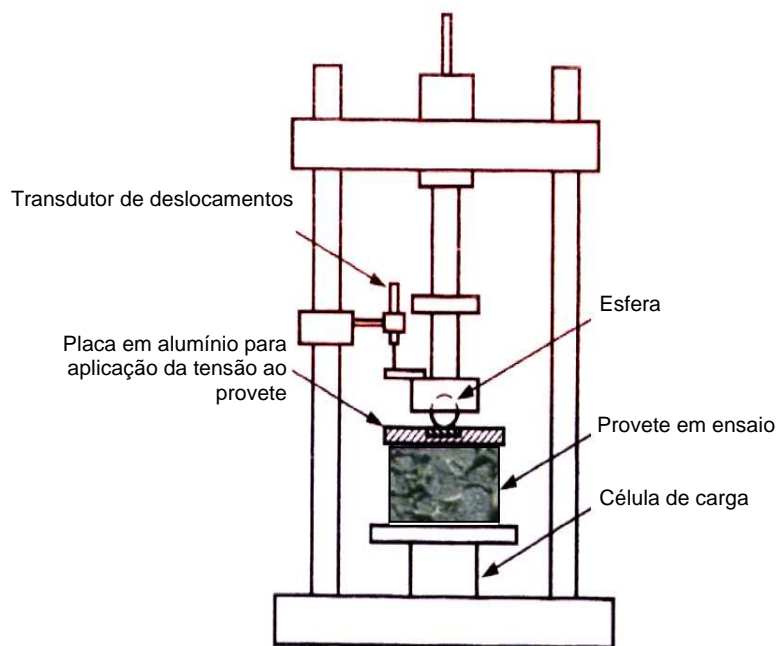


Figura 4.7 – Representação esquemática do equipamento de ensaio de compressão uniaxial (*adaptado de Brennan, M. et al., 1996*)

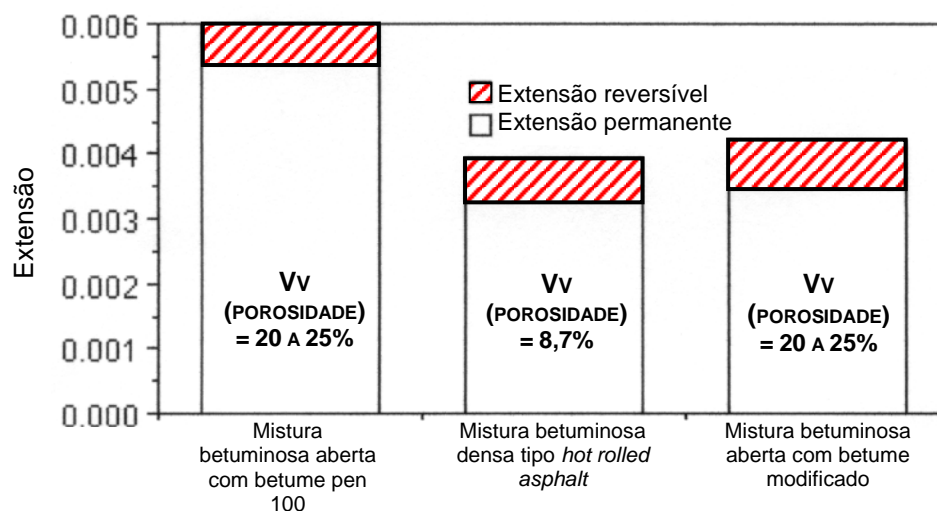


Figura 4.8 – Resultados obtidos no ensaio de compressão uniaxial de misturas betuminosas, realizado a 40°C (adaptado de Brennam, M. et al., 1996)

A deformação de qualquer mistura betuminosa em função do tempo depende da temperatura, do nível de carregamento, da forma e dimensões do provete. A possível influência de outros factores, tais como a forma de aplicação da carga e as condições do pré-condicionamento, devem igualmente ser tidas em consideração. Por forma a obter um conjunto de resultados dos ensaios de compressão uniaxial fiáveis e reproduzíveis, torna-se pois necessário definir um conjunto de procedimentos técnicos que garantam a existência de uma uniformidade de condições de ensaio.

O ensaio de compressão uniaxial estático tem sido muito utilizado para a caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, fundamentalmente devido à fácil preparação dos provetes, simplicidade de procedimentos e baixo custo do equipamento de ensaio, e ao facto de a maior parte dos laboratórios possuírem o equipamento e os conhecimentos necessários para a sua realização. As únicas exigências relativamente ao provete a ensaiar são a sua forma, a garantia de paralelismo das faces e ausência de atrito no contacto com o prato de aplicação da força. Os procedimentos para a realização deste tipo de ensaio estão estabelecidos em diversos países, compreendendo a aplicação de uma força constante durante um determinado intervalo de tempo, a temperatura constante, e a medição da deformação resultante.

Vários autores têm referido que os ensaios com carregamento repetido têm mostrado ser mais adequados do que os estáticos na avaliação da influência da composição volumétrica da mistura no comportamento mecânico, do ponto de vista das deformações permanentes (Azevedo, M. C., 1993; Little, D. *et al.*, 1993; Bolk, H., 1981).

Assim, a não consideração dos efeitos dinâmicos dos carregamentos aplicados pelos veículos ao pavimento conduz, conforme já referido, à obtenção de valores da previsão da deformação permanente inferiores aos observados *in situ*.

4.4.2. Ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas

Por forma a melhor simular laboratorialmente o efeito da passagem dos veículos sobre o pavimento, desenvolveram-se ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas. Este tipo de ensaios consiste na aplicação repetida, sobre o provete, de ciclos de carga e de descarga, medindo-se as extensões verticais resultantes no provete. Tendo em vista a definição das condições de ensaio, para além do valor da carga máxima a aplicar ao provete e da temperatura de ensaio, há ainda que fixar a forma de variação do carregamento, o tempo de carga e o tempo de repouso entre as sucessivas aplicações de carga, para simular a passagem dos veículos, bem como o modo como a tensão aplicada varia ao longo do tempo.

São vários os tipos de equipamentos existentes para a aplicação de cargas com o objectivo de medir a resposta do material sob o efeito de cargas repetidas, podendo estas ser aplicadas ao provete por sistemas pneumáticos ou servo – hidráulicos.

Tal como nos ensaios de compressão uniaxial estáticos, estes ensaios podem ser executados sem qualquer contenção lateral, ou com a aplicação de uma pressão lateral constante, conferida pelo próprio provete quando confinado num molde, através de ar ou outra substância que exerça uma pressão de confinamento constante. A aplicação de uma pressão de confinamento tem a vantagem de permitir a aplicação de níveis de tensão na direcção vertical e horizontal da ordem de grandeza dos verificados na estrutura do pavimento, com o provete sujeito a uma temperatura de ensaio representativa.

O *Nottingham Asphalt Tester* (NAT), desenvolvido na Universidade de Nottingham por Brown, S. (1995) para a caracterização laboratorial de misturas betuminosas sujeitas a

cargas repetidas, é utilizado para aplicação de uma tensão de 100 kPa, com tempos de carga e de descarga iguais (1 s de duração), sendo aplicados 3600 ciclos, correspondendo a 2 horas de duração do ensaio. As amostras são submetidas inicialmente a um pré-condicionamento de carga com 10 minutos de duração, e uma tensão de 10 kPa, ou seja cerca de 10% do valor máximo da tensão a aplicar durante o ensaio. Aquele investigador propôs também outras formas de carregamento, nomeadamente, com a aplicação de ciclos de carga com 0,2 s de tempo de carga e 1,8 s de tempo de descarga. Os provetes submetidos a ensaio apresentam 70 mm de altura.

Paralelamente ao NAT, foi desenvolvido na Austrália o equipamento de ensaio designado por MATTA (*Universal Asphalt Tester*). Este equipamento é similar ao NAT. Estudos realizados por Wortelboer, J. *et al.* (1996) compreenderam a aplicação de uma tensão vertical de 250 kPa durante 0,2 segundos, seguida de um tempo de repouso de 0,8 s à temperatura de 50 °C. Os provetes são submetidos a 7200 ciclos, ou até que se observem deformações excessivas, correspondentes a extensões acima de 6 %.

Nos EUA, Sousa, J. (1993) realizou ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas considerando a aplicação de um nível de tensão de 690 kPa, correspondente ao valor da pressão de enchimento dos pneus verificada naquele país. Aquele nível de tensão é aplicado durante intervalos de 0,2 s, seguindo-se o tempo de repouso de 1,8 s. Durante a descarga, a tensão aplicada ao provete não é anulada, mantendo-se com um valor de cerca de 2% do seu valor máximo, por forma a evitar que os pratos que efectuem a aplicação da carga “descolem” do provete. Foram utilizadas temperaturas de ensaio entre os 25°C e 40 °C. Os provetes ensaiados apresentavam alturas entre 40 e 80 mm.

Os resultados dos ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas são geralmente apresentados em termos da extensão permanente acumulada em função do número de ciclos de carregamento aplicados. A curva que representa a extensão permanente acumulada em função do tempo pode ser dividida em três fases principais: fase 1 ou primária, fase 2 ou linear, e fase 3 ou terceária, correspondendo a três tipos de andamento distintos da curva.

Na Figura 4.9 representa-se esquematicamente resultados de ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas, estando identificadas as três fases referidas.

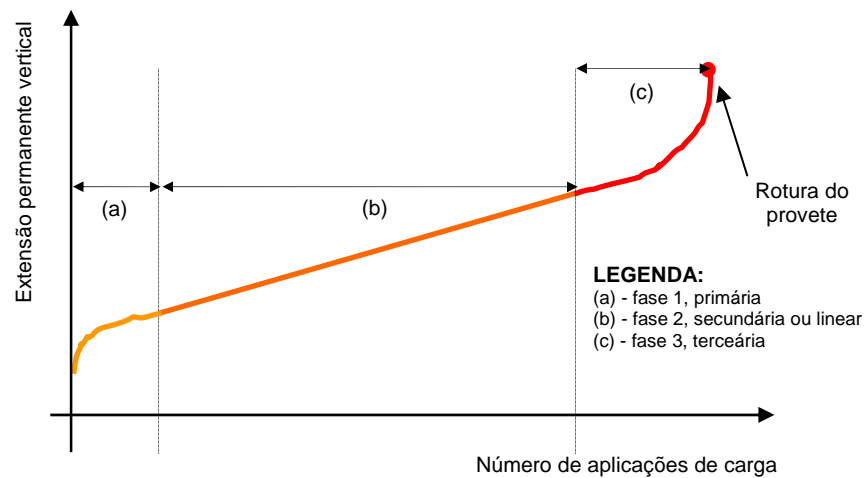


Figura 4.9 – Representação esquemática da relação entre a extensão permanente vertical e o número de ciclos em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas

Na fase 1, em geral com um reduzido tempo de duração, observa-se um rápido aumento da deformação do provete, correspondendo a variações das características viscoelásticas do material em estudo. Na fase 2, designada por fase linear, a velocidade de deformação permanece constante, assim como as características viscoelásticas do material. Quando ocorre a fase 3, dá-se a rotura do provete, verificando-se deformações plásticas da mistura, com um acentuado aumento da velocidade de deformação.

Refira-se que, para que uma mistura betuminosa submetida a ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas apresente um bom comportamento à deformação permanente, não deve atingir a rotura (fase 3), em ensaios realizados em condições que simulem os níveis de tensão e de temperatura observados *in situ*.

A fase 1 corresponde a uma densificação do material, expressa pela elevada velocidade de deformação. A súbita redução da velocidade de deformação, observada no final da fase 1, pode dever-se a um rearranjo das partículas de agregado, o qual pode levar a um subsequente melhor comportamento à deformação permanente da mistura betuminosa.

Considera-se que as deformações descritas têm uma relação directa com a formação de *cavados de rodeira* nos pavimentos sujeitos à acção do tráfego. No essencial, os parâmetros que têm sido usados para caracterizar o comportamento à deformação permanente a partir da realização de ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas

são idênticos aos adoptados nos ensaios de compressão uniaxial estáticos, referindo-se a velocidade de deformação observada durante a fase 2 (fase linear).

Na Figura 4.10 apresenta-se um exemplo da evolução da extensão permanente vertical com o número de ciclos de carga aplicados em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, à temperatura de 25 °C, para ensaios realizados a diferentes níveis de tensão. Os valores das velocidades de deformação (k) verificados durante a fase linear, para os vários casos estudados, são igualmente apresentados.

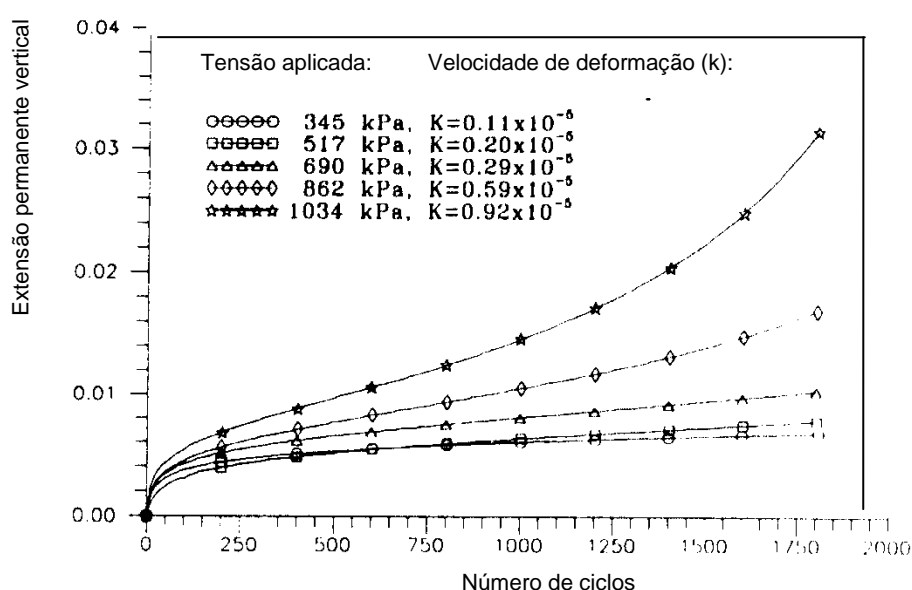


Figura 4.10 - Variação da extensão permanente com o número de ciclos de carga aplicados (Mohamed, E. e Yue, Z., 1994)

A análise dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas tem evidenciado que a velocidade de deformação, calculada na fase linear (fase 2), é um parâmetro adequado para caracterizar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas em serviço. Contudo, não foram ainda estabelecidos critérios de avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, com base naquele parâmetro e, por exemplo, em função das condições climáticas e das acções devidas ao tráfego.

Mohamed, E. e Yue, Z., (1994) verificaram que, quando se compactam em laboratório porvetes idênticos aos extraídos do pavimento, nomeadamente em termos porosidade, a

velocidade de deformação (parâmetro k) determinada em ensaios de compressão axial com cargas repetidas é praticamente igual nas duas situações, embora a deformação permanente seja maior para os provetes recolhidos no campo.

Giba, J. (1996) realizou ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas em que foi avaliada a influência que determinados parâmetros (pré-condicionamento, estado de tensão e forma dos provetes) têm no comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas para camadas de base aplicadas no Reino Unido.

Considerando a larga utilização deste ensaio pelos diversos centros de investigação existentes no mundo, facilmente se compreende a existência de diversas normas de ensaio que especificam os procedimentos de ensaio adoptados.

Apresentam-se no Quadro 4.1 as normas/especificações e os procedimentos de ensaio adoptados em alguns países, para caracterização laboratorial do comportamento à deformação permanente, com base em ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas, possibilitando uma análise comparativa dos vários métodos de ensaio.

Quadro 4.1 – Normas e procedimentos de ensaio especificados para o ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas

País/ Equipamento/ Norma de Ensaio	Características				Observações
	Temperatura de ensaio	Tensão de confinamento	Carga axial	Tipo de carregamento	
Europa – Comité Europeu de Normalização WI00227131:1999	30, 40, 50 ou 60°C	0,00, 0,15 ou 0,30 MPa	0,15 a 0,40 MPa	Haversine a 10 Hz	
Holanda	30, 40, 50 ou 60°C	0,05 MPa	0,15 ou 0,30 MPa	Haversine a 1 a 10 Hz ou Rectangular, com 0,2 s de tempo de carga e 0,8 s de tempo de repouso	
Alemanha FGSV 576/3; 1999	50°C	0,00 MPa	0,20 ou 0,35 MPa	Haversine, com 0,2 s de tempo de carga e 1,5 s de tempo de repouso	
Austrália AST 2891.12.1	50°C	0,20 MPa	0,20 MPa	Rectangular, com 0,5 s de tempo de carga e 1,5 s de tempo de repouso	
Espanha	O ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas não está normalizado				
Reino Unido BS DD 226:1996	30°C	0,00 MPa	0,10 MPa	Rectangular, com 1,0 s de tempo de carga e 1,0 s de tempo de repouso	

4.4.3. Ensaios de compressão triaxial estáticos, ou com aplicação de cargas repetidas

Os ensaios triaxiais consistem na aplicação de cargas axiais em provetes cilíndricos sujeitos a tensões de confinamento lateral. As cargas axiais e as tensões de confinamento podem ser constantes (ensaios estáticos) ou variar ciclicamente no tempo (ensaios com cargas repetidas). É também comum a utilização de tensões de confinamento constantes e cargas axiais cíclicas. Na Figura 4.11 representa-se esquematicamente o ensaio de compressão triaxial, identificando-se as tensões axiais e de confinamento.

As grandezas medidas durante a realização do ensaio são a extensão vertical e extensão volumétrica, função do número de ciclos aplicados.

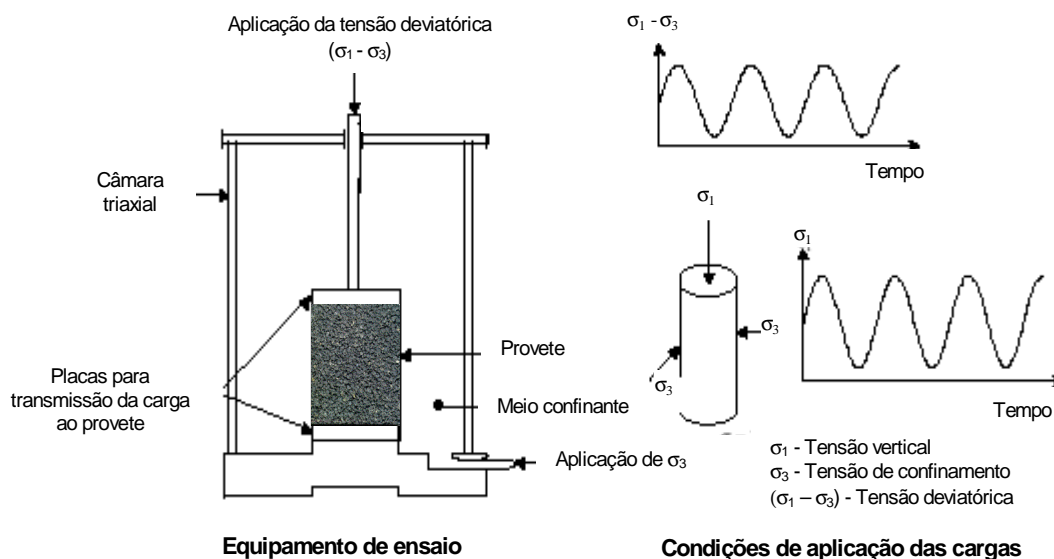


Figura 4.11 – Representação esquemática do ensaio de compressão triaxial

A tensão de confinamento (σ_3) adoptada nos ensaios triaxiais pode variar consideravelmente, Siew-Ann, T. *et al.*, (1994) e outros autores (Brown, E. *et al.*, 2001) apresentam valores de tensões de confinamento constantes, com variações entre 0 e cerca de 140 kPa.

Os ensaios triaxiais com a aplicação de carregamento repetido permitem a quantificação das propriedades dinâmicas dos materiais, em função da temperatura e da frequência de aplicação das cargas. No caso particular de a tensão de confinamento ser mantida constante estamos perante um ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas, confinado.

Os resultados deste tipo de ensaios são apresentados graficamente em termos da extensão permanente acumulada em função do número de ciclos de aplicação das cargas. Tal como se referiu para o ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, neste ensaio a curva obtida apresenta igualmente três fases principais, a fase 1 ou primária, a fase 2 ou linear, e a fase 3 conducente à rotura do provete.

O estado de tensão a que um dado elemento do pavimento é sujeito, quando em serviço, sob a acção da passagem repetida do tráfego, é muito difícil de reproduzir. Quando um rodado se move sobre a superfície do pavimento, as tensões tangenciais induzidas num elemento mudam de sentido (Figura 4.12). Assim, a forma de reproduzir as condições observadas *in situ*, é utilizando um ensaio de compressão triaxial, com aplicação de cargas repetidas, no qual seja possível aplicar solicitações que conduzam à mudança de sentido das tensões tangenciais.

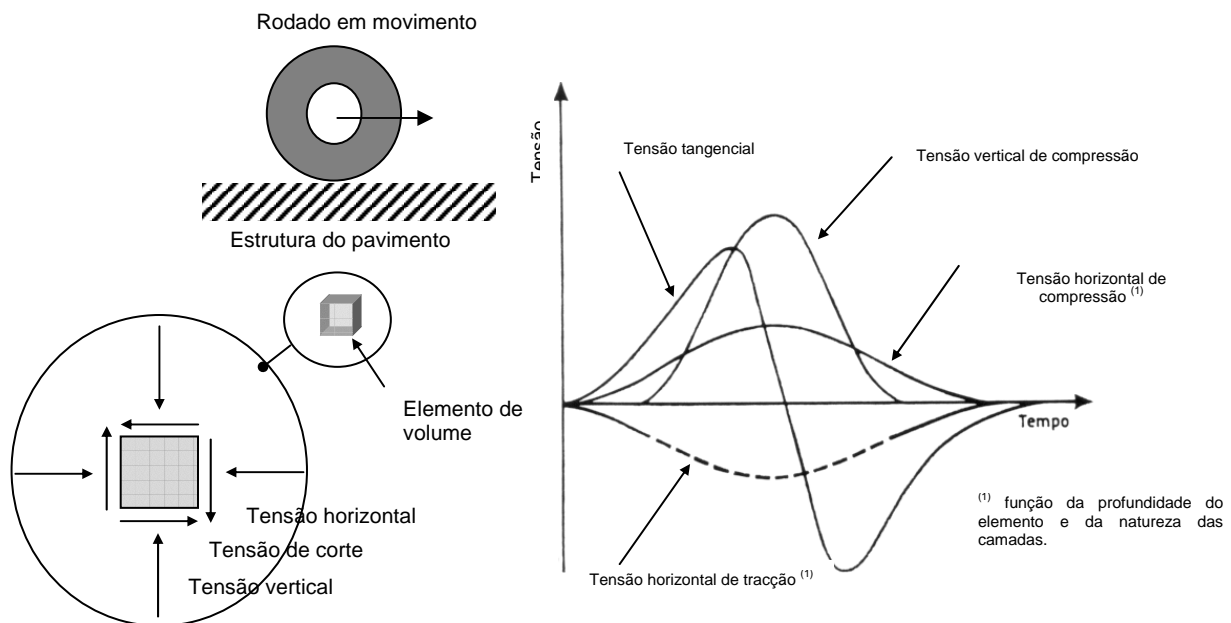


Figura 4.12 – Tensões induzidas no pavimento, pela passagem de um rodado em movimento

No entanto, a variação da direcção das tensões principais é muito difícil de reproduzir em laboratório. Na maioria dos equipamentos utilizados para a execução dos ensaios triaxiais, as tensões principais não variam de direcção durante o ensaio. A rotação dos eixos principais, durante a realização do ensaio, apenas pode ter lugar em equipamentos onde se possam aplicar tensões tangenciais aos provetes, quaisquer que sejam as tensões normais aplicadas. Estes ensaios, são ensaios dispendiosos e demorados, necessitando de equipamento mais sofisticado.

4.4.4. Ensaio de corte simples, com aplicação de cargas estáticas ou repetidas

O equipamento de ensaio de corte (designado por “*Superpave Shear Tester*” – SST) foi desenvolvido no âmbito dos estudos realizados no programa SHRP, nos EUA, por forma a quantificar as características de resistência ao corte de misturas betuminosas. Aquele equipamento permite a realização de seis tipos de ensaios laboratoriais diferentes. Os ensaios de corte simples estáticos ou com aplicação de cargas repetidas são dois dos ensaios possíveis de realizar.

Os procedimentos de ensaio estão descritos na norma de ensaio, ainda de carácter provisório, AASHTO TP7-94 – “*Standard test method for determining the permanent deformation and fatigue cracking characteristics of hot mix asphalt (HMA) using the simple shear test (SST) device*”. O ensaio de corte simples, (“*Simple Shear Test*”, na literatura inglesa) que consiste essencialmente na aplicação de tensões de corte ao provete, sem que sejam permitidas variações de volume, pode reproduzir com alguma simplicidade as condições verificadas *in situ*, principalmente à superfície, na camada de desgaste do pavimento. Este ensaio pode ser realizado com a aplicação de cargas estáticas ou repetidas.

O ensaio de corte proposto no Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) – Project A – 003A – com a designação RSST-CH (*Repetitive Simple Shear Test at Constant Height*), preconiza a aplicação de cargas repetidas, permitindo efectuar a avaliação do comportamento de materiais betuminosos para pavimentação, do ponto de vista da deformação permanente (Sousa, J. *et al.*, 1991).

Na Figura 4.13 apresenta-se o aspecto do equipamento servo-hidráulico existente em Portugal, na Universidade do Minho, Guimarães, que permite a realização de ensaios de corte.

Os provetes a ensaiar são de forma cilíndrica, compactados em laboratório ou extraídos do pavimento, com 150 mm de diâmetro e 50 mm de altura, sendo registados, durante o ensaio os deslocamentos ocorridos, bem como a temperatura ambiente verificada. Quando o agregado é de grandes dimensões (dimensão máxima superior a 25 mm) devem usar-se provetes com 200 mm de diâmetro e 75 mm de altura (Pereira, J. *et al.*, 1997).

Os provetes são colados aos pratos da máquina de ensaio (Figura 4.14), a qual lhe aplica repetidos ciclos de carga (tensão de corte variável com o tempo). Durante o ensaio não há praticamente alteração de volume do provete, uma vez que a altura deste é mantida constante através da aplicação de forças nos topos do mesmo. O ensaio decorre em condições próximas das de deformação por corte, a volume constante.



Figura 4.13 – Aspecto do equipamento para ensaio de corte

O ensaio de corte deve ser realizado numa máquina com dois actuadores, um vertical, que mantenha o provete a altura constante, e um horizontal onde se aplicam ciclos de carga do tipo “*harversine*” (vd. 5.3.2), correspondendo a uma tensão de valor máximo 70 kPa, sendo o tempo de carga de 0,1 s e o tempo de repouso de 0,6 s. Considera-se que este tipo de

carregamento simula a passagem de um veículo pesado à velocidade de cerca de 80 km/h (Pais, J. *et al.*, 2000). O valor de 70 kPa, adoptado na realização do ensaio, foi estabelecido a partir de diversos estudos, nos quais se concluiu tratar-se de um nível de tensão que induzia alguma deformação permanente em misturas com bom comportamento, não levando, no entanto, as misturas de fraca qualidade a uma rotura muito rápida. É geralmente efectuado o pré-condicionamento aos provetes com a aplicação de 100 ciclos de carga, com uma tensão de 7 kPa, ou seja, 10% do valor da tensão de ensaio.

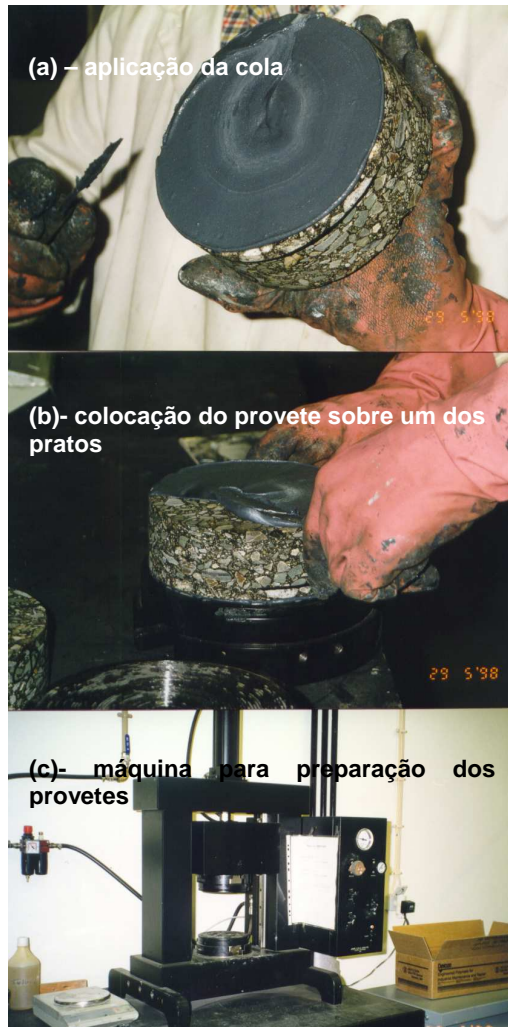


Figura 4.14 – Preparação dos provetes para ensaio de corte

A deformação por corte do provete é medida através de LVDT (*Linear Velocity Displacement Transducer*), numa zona em que já não se fazem sentir os efeitos da deformação da cola usada para fixar o provete (Figura 4.15).

As misturas betuminosas compactadas, quando submetidas a tensões constantes, tendem a evidenciar um comportamento dilatante, ou seja a apresentar uma variação de volume, segundo direcções perpendiculares à direcção de aplicação das cargas. Nos pavimentos essa variação de volume é condicionada pelo material envolvente, o que origina o desenvolvimento de tensões de confinamento. É, em parte, este efeito de dilatação impedida que origina a estabilidade das misturas perante a deformação por corte. Assim, as misturas com menor tendência para “dilatar” têm em geral maior propensão para o desenvolvimento de *cavados de rodeiras*.

No ensaio de corte simples desenvolvem-se tensões axiais nos provetes devido a um efeito semelhante, cujo valor depende das características de dilatação das misturas.



Figura 4.15 – Sistema de medição das deformações verificadas durante o ensaio de corte

Uma vez que no ensaio de corte simples é aplicada uma tensão de corte sem que haja variação do volume do provete, os provetes devem ser produzidos com o volume de vazios “final”, com o qual se pretende avaliar o comportamento da mistura betuminosa. São pois ensaiados provetes com uma porosidade semelhante à que se espera venha a ocorrer no pavimento após o período de densificação inicial.

Na Figura 4.16 apresentam-se os resultados obtidos em ensaios de corte simples realizados a 60°C, com altura constante, para várias misturas betuminosas (SHRP-A-415, 1994).

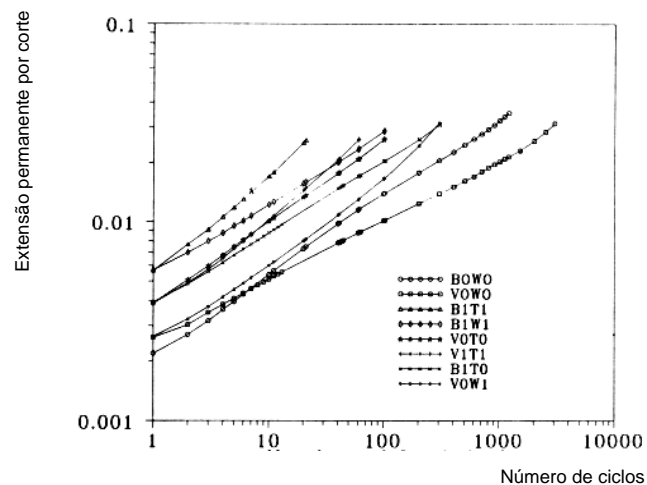


Figura 4.16 – Extensão por corte, função do número de ciclos aplicados, em ensaio realizado a 60°C, sobre diversas misturas betuminosas

Os ensaios de corte simples podem igualmente ser utilizados para determinar as características volumétricas “ótimas” das misturas betumíneas em estudo, como sejam, a porosidade e a percentagem de betume, com vista à obtenção das características desejadas de resistência à deformação permanente. Isso pode ser feito a partir de gráficos como o que se apresenta na Figura 4.17.

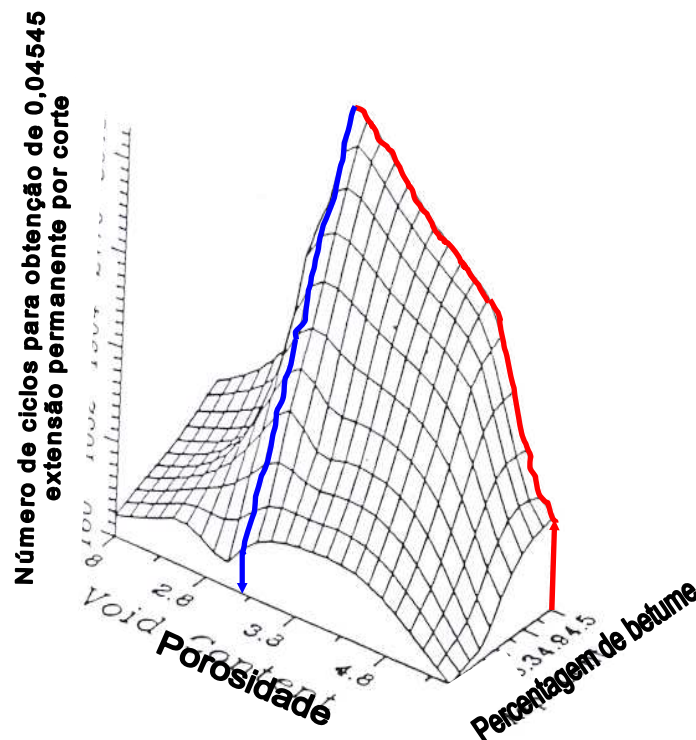


Figura 4.17 – Influência da percentagem de betume e da porosidade no comportamento à deformação permanente em ensaios de corte simples (adaptado de Sousa, J. et. al., 1994)

Os ensaios de corte simples realizados de acordo com a norma AASHTO TP7-94 foram já utilizados no nosso país, para a selecção da mistura a aplicar no lanço Águas Santas/Campo da auto-estrada A4 – Porto/Amarante, através da caracterização do comportamento de quatro misturas distintas (Paúl, I. et al., 2000).

O equipamento para ensaio de corte é bastante dispendioso, estando ainda pouco implantado (existem cerca de 10 equipamentos no mundo inteiro, estando 8 deles nos EUA), é ainda um equipamento difícil de operar, sendo necessária formação especial.

Acresce que, mesmo sob condições de ensaio controladas, e com operadores experimentados, os resultados deste ensaio têm revelado uma elevada variabilidade

(Romero, P. e Mogawer, W., 1998; Williams, R. *et al.*, 1998; Anderson, R. *et al.*, 2000; Tayebali, A. *et al.*, 1999). Por forma a minimizar os inconvenientes que daí advém, Romero P. e Anderson, M., (2001), propuseram a realização de ensaios sobre cinco provetes, com a eliminação dos dois valores extremos obtidos, por forma a reduzir efectivamente o coeficiente de variação. Sobre os restantes três resultados deve ser determinado o valor médio.

De acordo com a experiência adquirida na Universidade do Minho, o valor da resistência à deformação permanente de uma mistura betuminosa deve ser o resultado da média de 9 ensaios de corte simples repetido a altura constante (Pais, J. *et al.*, 2000).

4.5. Ensaios de simulação em pista de laboratório

Os ensaios de simulação em pista de laboratório, designados por “*wheel tracking tests*” na língua inglesa, são cada vez mais utilizados em todo mundo, como uma ferramenta para avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas. Se bem que não possibilitem a obtenção de propriedades fundamentais dos materiais ensaiados, permitem efectuar uma avaliação comparativa do seu comportamento quando sujeitos à acção de passagens sucessivas de um rodado, sob condições de ensaio controladas.

Este tipo de ensaio tem a vantagem de as solicitações aplicadas ao provete serem do mesmo tipo das que ocorrem em serviço, em pavimentos sujeitos à acção do tráfego, embora as pressões aplicadas e as dimensões dos rodados sejam distintas.

São vários os países que adoptam os resultados de um dado ensaio de simulação em pista de laboratório como critério para aceitação ou rejeição de uma dada mistura betuminosa, para determinadas condições de ensaio (pressão, temperatura e velocidade de aplicação da carga).

Diversas entidades desenvolveram equipamentos de ensaio deste tipo, os quais, embora apresentem o mesmo princípio de funcionamento, têm características diversas, tais como as dimensões dos provetes a ensaiar, o tipo de roda, a frequência do movimento de vaivém, a velocidade de translação da roda, a pressão exercida sobre o material, etc. A temperatura de ensaio e o modo como são interpretados os resultados podem ser igualmente distintos.

Na Europa, no âmbito dos trabalhos desenvolvidos pelo CEN – Comité Europeu de Normalização – está em curso a elaboração de uma especificação do ensaio de simulação em pista de laboratório – prEN 12697-22 – “*Test method for hot mix asphalt – wheel tracking*”.

De acordo com este projecto de norma europeu, o ensaio especificado é aplicável a misturas com dimensão máxima dos agregados inferior a 32 mm. A especificação contempla a utilização de dois tipos de equipamentos, o equipamento de grandes dimensões (designado por “*large-size device*”, no projecto de norma europeu) e o equipamento de reduzidas dimensões (designado por “*small-size device*”).

Refira-se que a metodologia de preparação dos provetes e posterior ensaio, para o equipamento de maiores dimensões, é similar à observada na norma francesa NF P 98-253-1. No que se refere ao equipamento de reduzidas dimensões, o procedimento adoptado é idêntico ao observado na norma inglesa BS 598-110 e na norma espanhola NLT-173. Verifica-se assim que o projecto de norma europeu em preparação abrange distintos equipamentos de ensaio, e procedimentos a observar.

No Brasil foi recentemente levado a cabo um extenso estudo sobre o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas a aplicar em pavimentos das vias de circulação urbana de transportes colectivos (Merighi, J., 1999; Merighi, J. e Suzuki, C., 1999). Nesse estudo foram realizados ensaios de simulação, num equipamento do tipo LCPC (França), para previsão do comportamento à deformação permanente de várias misturas betuminosas, sob diferentes temperaturas de ensaio (25°C; 40°C; 50°C e 60°C), pressões de contacto (0,55 MPa e 0,64 MPa), espessuras dos provetes para ensaio (100 mm e 50 mm) e granulometria (faixas granulométricas I e III, adoptadas para as misturas betuminosas a aplicar nas vias de circulação dos transportes colectivos, conforme definido na norma Brasileira ESP-11/92), tendo sido analisada a influência daqueles parâmetros nos resultados obtidos.

Aquele autor concluiu, entre outros aspectos, que a utilização do equipamento de simulação na avaliação do comportamento à deformação permanente permite caracterizar a influência que os vários parâmetros podem ter no resultado final, possibilitando a escolha da mistura betuminosa com melhor comportamento, propondo a sua utilização nos estudos a desenvolver sobre a utilização de novos materiais a aplicar em camadas de pavimentos.

De acordo com a bibliografia, é possível distinguir três estágios na curva representativa da evolução da deformação obtida em ensaio de simulação em função do número de repetições de carga, ou do tempo de carga (De Hilster, E. e Van de Loo, P., 1977):

Estágio 1 – é o estágio inicial, onde se verifica uma maior variação da velocidade de deformação, começando por um valor mais elevado que posteriormente decresce;

Estágio 2 – a velocidade de deformação é aproximadamente constante;

Estágio 3 – corresponde ao estágio em que se verifica uma eventual rotura do provete. Este estágio pode ser identificado com a apresentação de um acentuado crescimento da velocidade de deformação.

Nos parágrafos seguintes descrevem-se sumariamente alguns dos métodos de ensaio mais conhecidos, adoptados e especificados em alguns países, bem como as grandezas usadas para avaliar o comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente e os méritos relativos de cada um deles.

4.5.1. Hamburg Wheel-Tracking Device - Alemanha

O *Hamburg Wheel-Tracking Device* (HWTD), apresentado na Figura 4.18, foi desenvolvido na Alemanha (Aschenbrener, T., 1995), sendo utilizado para a avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas naquele país. Anote-se o facto de este equipamento permitir o ensaio de dois provetes em simultâneo, conforme se pode observar na Figura 4.19.

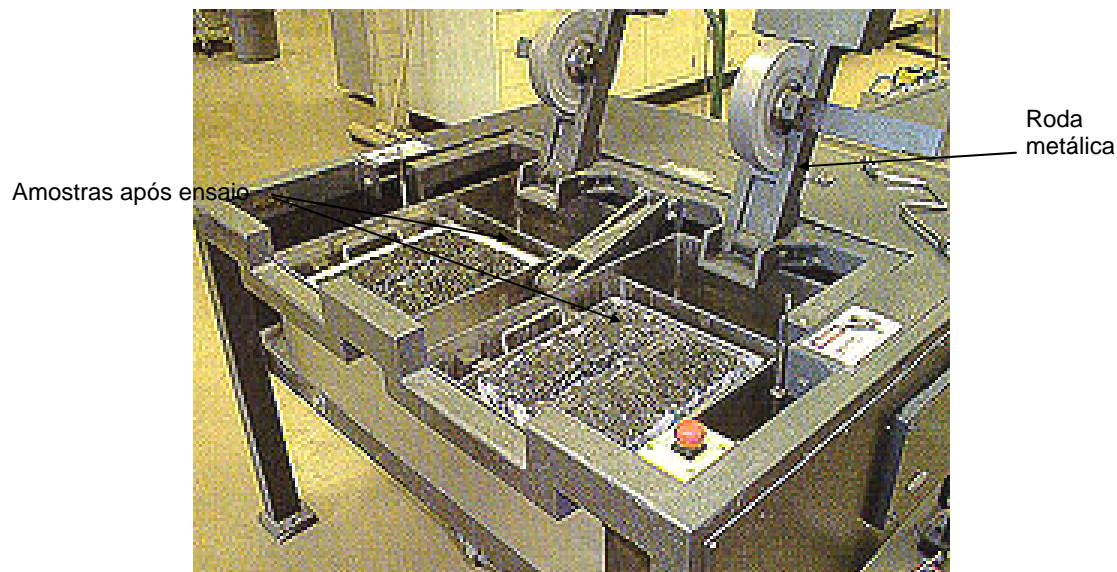


Figura 4.18 – Aspecto do *Hamburg wheel tracking device*, com duas amostras após ensaio

Este equipamento destina-se a ensaiar lajetas de mistura betuminosa com $320 \times 260 \times 40$ mm³, imersas em água, com a aplicação de uma força de cerca de 710 N, transmitida por uma roda metálica. A roda tem um diâmetro de 203,5 mm e uma largura de 47 mm. Os ensaios podem ser realizados numa gama de temperaturas entre 25 e 70°C, sendo no entanto mais usual a adopção de uma temperatura de cerca de 50°C (Buchanan, M., 1997).

As lajetas submetidas a ensaio são geralmente compactadas em laboratório por meio de um compactador “*kneading*”, apresentando valores das porosidades de cerca de 7%.

Após a compactação das lajetas para ensaio, estas são submetidas a um processo de cura, durante dois dias, sob temperatura controlada. Terminado aquele período de tempo, as lajetas são colocadas no equipamento de ensaio e são totalmente submersas em água à temperatura de ensaio. Após 45 minutos dá-se início ao ensaio, com a aplicação de um máximo de 20000 passagens ou até que se verifique uma deformação permanente de 20 mm. A velocidade de passagem da roda é de 0,34 m/s (Cooley, Jr., *et al.*, 2000).

Refira-se que a utilização de rodas de aço aumenta consideravelmente a severidade das condições de ensaio. Dado que uma roda de aço não apresenta deformações quando em ensaio, por oposição ao que se poderá verificar com as rodas de borracha, as tensões aplicadas às lajetas, nos extremos das rodas metálicas são mais elevadas. Assim, considera-se que uma mistura betuminosa que apresenta bom comportamento neste ensaio

deverá apresentar um bom comportamento quando aplicada na estrutura do pavimento. No entanto, no caso de misturas que apresentem um pior comportamento neste ensaio de simulação, estas poderão igualmente ter um bom comportamento quando aplicadas no pavimento. Ou seja, a adopção dos resultados deste ensaio em situações de aceitação/rejeição de misturas betuminosas poderá resultar na rejeição de misturas com comportamento à deformação permanente aceitável (Brown, E. *et al.*, 2001).

4.5.2. Austrália

O equipamento de ensaio de simulação utilizado na Austrália é similar ao equipamento de reduzidas dimensões (*“small device”*) preconizado no projecto de norma europeu em desenvolvimento, possibilitando o ensaio de lajetas, e de provetes cilíndricos, moldados em laboratório ou recolhidos *in situ*. A metodologia de ensaio adoptada compreende o condicionamento prévio dos provetes para ensaio, a temperaturas inferiores a 30°C, durante 4 a 30 dias, seguindo-se a realização do ensaio, a 60°C.

A espessura dos provetes a ensaiar é condicionada pela dimensão máxima do agregado. Para dimensões inferiores ou iguais a 14 mm, a espessura a considerar é de 50 mm. Caso a dimensão máxima do agregado seja superior àquele valor, a espessura dos provetes é de 75 mm. As medições da deformação vertical são efectuadas em instantes definidos na norma de ensaio.

4.5.3. Espanha

O equipamento de ensaio de simulação em pista adoptado em Espanha é idêntico ao existente no LNEC, e foi o utilizado no presente estudo.

O procedimento de ensaio adoptado é o constante da norma de ensaio NLT 173 – *“Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio”*. Conforme referido, este procedimento e equipamento de ensaio estão de acordo com o preconizado no projecto de norma europeu prEn 12697-22 – *“Test methods for hot mix asphalt – wheel tracking”*.

O provete, com $300 \times 300 \times 5 \text{ mm}^3$, é compactado em laboratório num molde metálico por vibro-compressão superficial, ou é recolhido do pavimento por serragem. O ensaio é realizado com o provete colocado num molde, o qual está dentro de uma câmara de temperatura controlada, com a aplicação de uma pressão de contacto de 900 kPa, por meio de uma roda de borracha maciça, e uma frequência de passagem da roda de 24 ciclos/minuto. A temperatura de ensaio especificada é de 60°C .

O ensaio inicia-se após o condicionamento da câmara e do provete para ensaio, durante 4 horas a 60°C . Procede-se à aplicação do carregamento, a velocidade constante, e medição do valor da deformação na zona central do provete após 1, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 60, 75, 90, 105, e 120 minutos, conforme preconizado na norma de ensaio.

Refira-se, no entanto, que o equipamento de ensaio permite a realização de ensaios sob diferentes condições de temperatura e de pressão de contacto, quando se torna necessário avaliar a influência daquelas características no comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas. Na Figura 4.19 representa-se esquematicamente o equipamento de ensaio.

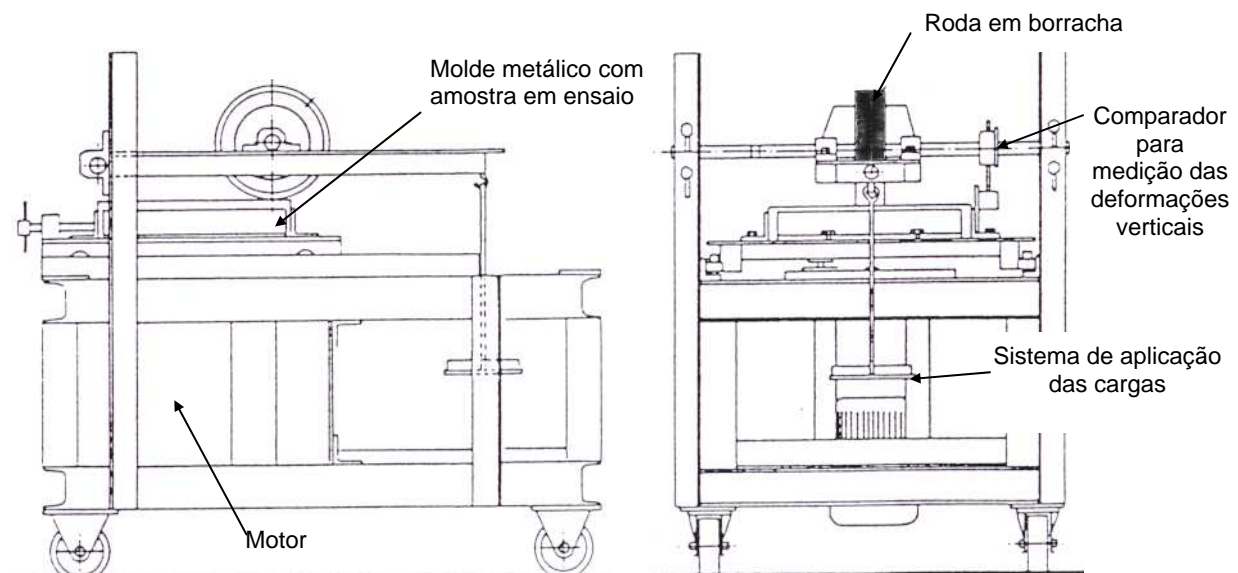


Figura 4.19 – Representação esquemática do equipamento de ensaio de simulação em pista de acordo com a norma NLT 173

4.5.4. *Asphalt Pavement Analyser* – E.U.A.

O *Georgia Loaded Wheel Tester* (GLWT) foi desenvolvido nos EUA por volta de meados de 1980, tendo resultado da modificação de um equipamento de ensaio utilizado para caracterizar lamas asfálticas. Modificações posteriores deram origem ao *Asphalt Pavement Analyser* (APA), apresentado na Figura 4.21, adaptado em 1996, pela *Pavement Technology, Inc.* O APA foi desenvolvido para avaliar o comportamento à deformação permanente e à fadiga de misturas betuminosas.



Figura 4.20 – Aspecto do *Asphalt Pavement Analyser*

A nova versão do equipamento (Collins, R. et al., 1996), desenvolvida para ser utilizada como complemento do método de formulação Superpave Level 1, na avaliação do comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente, permite ensaiar, além de provetes prismáticos (300 x 125 x 75 mm³), provetes cilíndricos moldados com a prensa giratória de corte (com 150 mm de diâmetro e 75 mm de altura). Neste último caso, houve que conceber um acessório em polietileno de alta densidade que permitisse acomodar os provetes cilíndricos, ao mesmo tempo que servia de elemento de contenção lateral (Figura 4.22).

O ensaio aplica uma carga de 445 N aplicada por meio de uma roda em alumínio que se desloca sobre um tubo linear pneumático (com pressão de enchimento de 690 kPa). Em qualquer dos casos podem ser adoptadas temperaturas de ensaio entre 25 e 65 °C e uma pressão de contacto até cerca de 830 kPa. O ensaio compreende a realização de 8000 ciclos.

Os provetes para ensaio podem ser recolhidos do pavimento por serragem ou carotagem ou compactados em laboratório, com o compactador giratório, no caso dos provetes cilíndricos, ou com o compactador “*Kneading*”, para o caso das vigas.

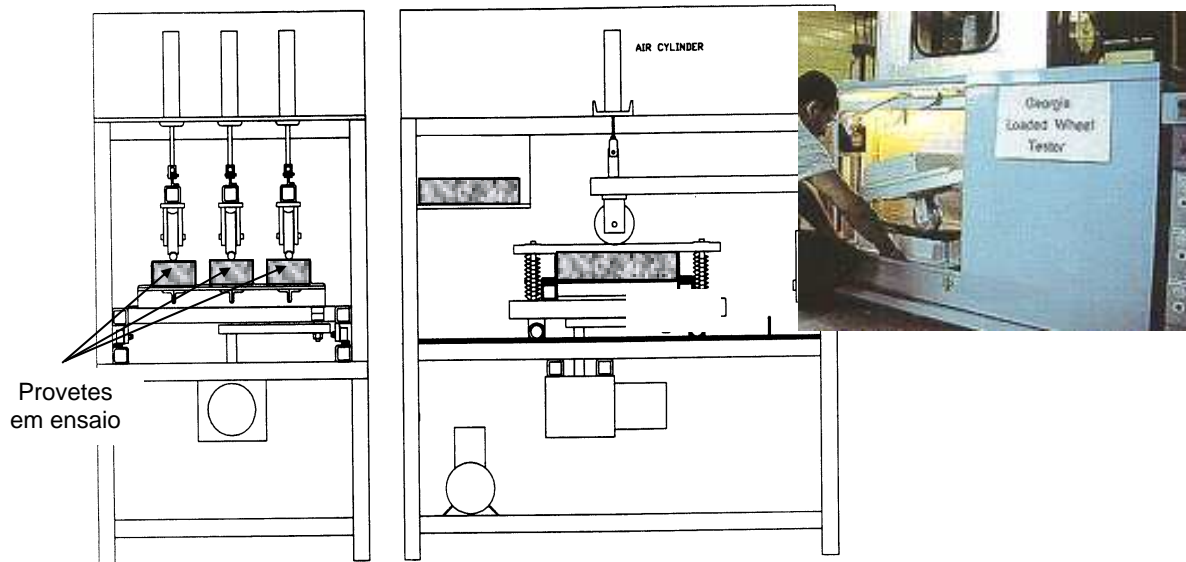


Figura 4.21 – Aspecto geral do Georgia loaded wheel tester

4.5.5. Orniéreur LCPC - França

Em França é utilizado o equipamento de ensaio designado por “*orniéreur LCPC*”, desenvolvido no *Laboratoire des Ponts et Chaussées* na década de 70, cujo procedimento de ensaio está especificado na norma NF P 98-253-1 – “*Essais relatifs aux chaussées. Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés. Partie 1: Essai d’orniérage*”.

Neste ensaio é medida a profundidade de rodeira resultante da passagem repetida de uma roda, equipada com um pneu, sobre uma lajeta de mistura betuminosa, com 500 mm de comprimento, 180 mm de largura e 100 mm de espessura. O equipamento permite ensaiar dois provetes em simultâneo, com espessuras até 100 mm, os quais podem ser compactados em laboratório ou recolhidos do pavimento.

Na Figura 4.22 apresenta-se o equipamento de ensaio, sendo possível observar a roda e o provete em ensaio.

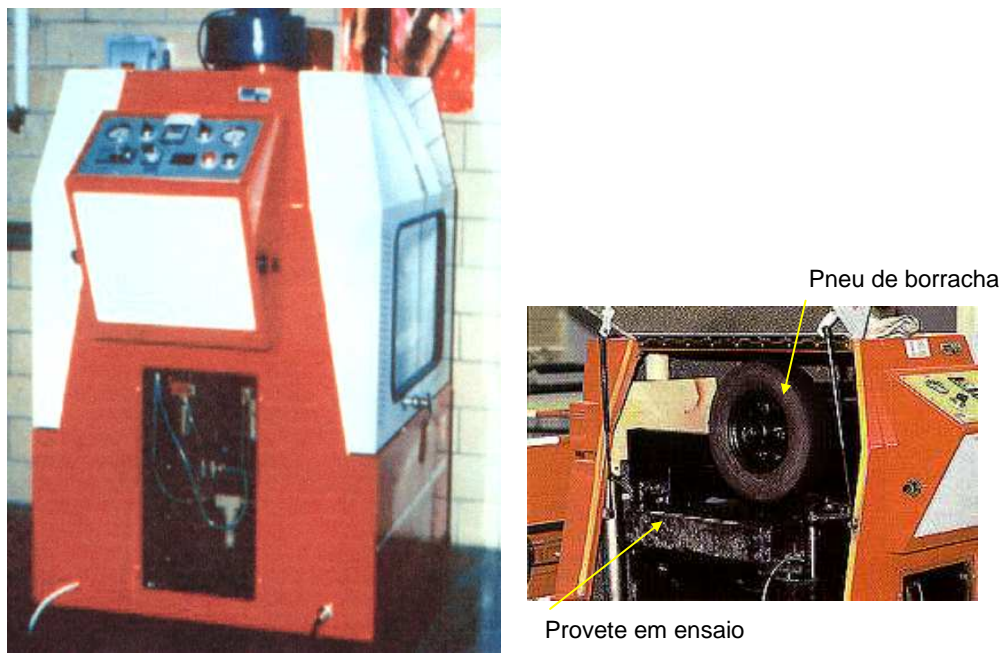


Figura 4.22 – Equipamento de ensaio de simulação em pista de laboratório do LCPC (Cooley, Jr. *et al.*, 2000; Romero, P, Stuart, K, 1998)

O ensaio é realizado à temperatura de 60 °C para camadas de desgaste, e de 50°C para camadas de base, por forma a acelerar a ocorrência de deformações permanentes, evitando uma duração de ensaio excessiva.

A carga é aplicada aos provetes através de um pneu com 90 mm de largura e uma pressão de enchimento de 600 kPa. A carga máxima que a roda do equipamento pode aplicar é de (500 ± 5) N.

A frequência do ensaio é de 1 Hz, o que corresponde a duas passagens da roda em cada segundo no centro do provete. O tempo de carga na zona central da lajeta é da ordem de 0,1 s. A velocidade de circulação da carga é de 7 km/h.

A deformação permanente é expressa pela redução de espessura da lajeta, em percentagem da espessura inicial. Aplicam-se 100 000 ciclos de carga, excepto se for atingida uma deformação de 15 % da espessura inicial da lajeta antes daquele número de aplicações de carga. Antes do início do ensaio é realizado um carregamento do provete através da aplicação de 1000 ciclos da carga rolante, a uma temperatura entre 15 e 25 °C.

Os resultados do ensaio são apresentados graficamente, por uma curva que expressa a variação da percentagem da espessura inicial da lajeta em função do número de ciclos.

A reduzida largura do provete, e a proximidade de uma base de elevada rigidez podem, no caso do ensaio de misturas betuminosas com agregados de elevadas dimensões, condicionar o desenvolvimento da deformação permanente. Desta forma as misturas betuminosas ensaiadas com este equipamento de ensaio podem apresentar melhores comportamentos à deformação permanente do que os esperados, tornando difícil a sua avaliação (Brown, E. *et al.*, 2001). Este ensaio foi utilizado na caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas não tradicionais (Brosseaud, Y. E Hiernaux, R., 1997).

Refira-se que embora este ensaio tenha sido desenvolvido em França, é utilizado noutros países europeus (Suíça e Bélgica), no Brasil (Merighi, J., 1999) e nos E.U.A. (Aschenbrener, T., 1992).

4.5.6. Grã - Bretanha

4.5.6.1. *Wheel-tracking do Transport Research Laboratory (TRL).*

Na Grã-Bretanha o TRL (*Transport Research Laboratory*) desenvolveu um procedimento de ensaio no qual submete a ensaio provetes cilíndricos de material betuminoso com 200 mm de diâmetro, compactados em laboratório ou recolhidos do pavimento.

Este procedimento de ensaio está especificado na norma de ensaio BS 598-110:1998 – “*Sampling and examination of bituminous mixtures for roads and other paved areas. Methods of test for the determination of wheel-tracking rate and depth*”.

A deformação permanente, expressa pela profundidade da rodeira, resultante da sucessiva passagem da roda sobre o provete, é medida através de um deflectómetro, durante 45 minutos ou até que o valor do cavado atinja os 15 mm. Caso o provete submetido a ensaio tenha uma espessura inferior a 30 mm o ensaio deve ser terminado quando o valor da deformação atingir metade daquela espessura. Os resultados do ensaio podem ser expressos pela velocidade de deformação permanente da mistura, em mm/h. Antes do início

do ensaio é realizado um condicionamento prévio do provete através da aplicação de 1000 ciclos da carga rolante, a uma temperatura entre 15 e 25 °C.

A temperatura de ensaio preconizada é de 45°C ou 60 °C podendo no entanto ser adoptada outra temperatura. A roda de ensaio é equipada com um pneu de borracha maciça podendo aplicar uma carga máxima, perpendicularmente ao topo do provete, de (520 ± 5) N. A frequência do ensaio é de $(21 \pm 0,2)$ ciclos/minuto, para uma distância total percorrida pela roda (230 ± 5) mm.

Na Figura 4.23 apresenta-se o aspecto do equipamento de ensaio de simulação de provetes cilíndricos conforme consta da norma BS 598-110:1998.

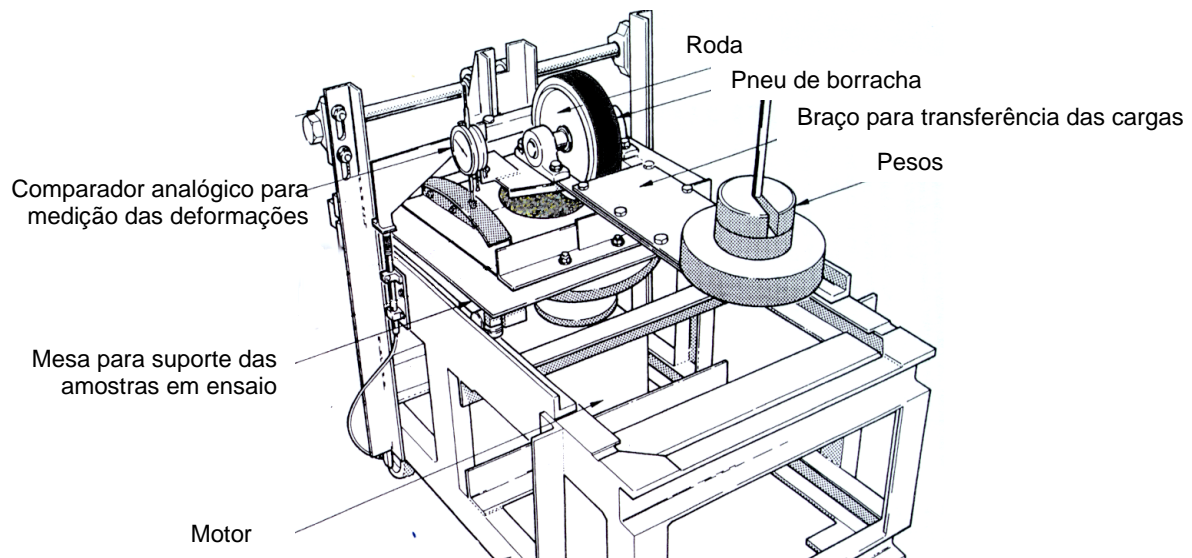


Figura 4.23 - Equipamento de ensaio de simulação de provetes cilíndricos preconizado na norma BS 598-110:1998

Foi posteriormente desenvolvido um novo equipamento de simulação no TRL, com a introdução de um sistema de controlo da temperatura de ensaio dos provetes, por imersão em água, e a utilização de provetes prismáticos, conforme apresentado na Figura 4.24 (Siew-Ann, T. *et al.*, 1992).

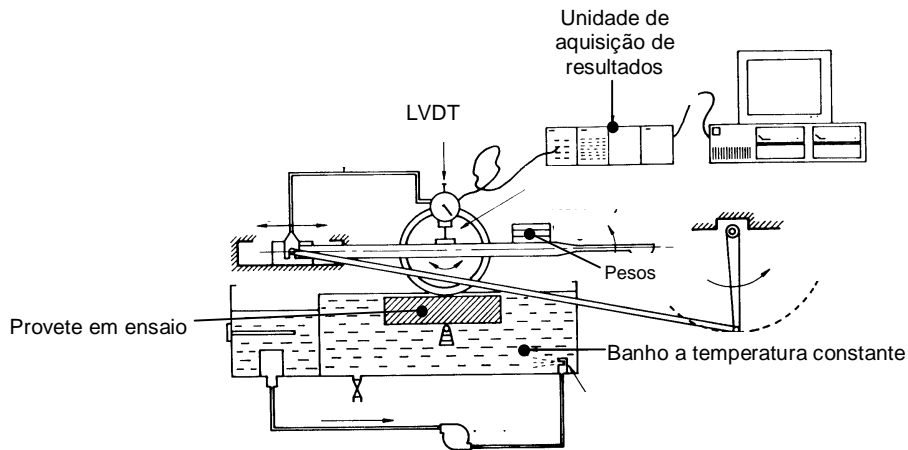


Figura 4.24 - Equipamento de simulação com imersão dos provetes (adaptado de Siew-Ann, T. et al., 1992)

Neste ensaio é possível ensaiar em simultâneo três lajetas com $405 \times 135 \times 900 \text{ mm}^3$, a temperatura controlada, até um valor máximo de 70°C . As rodas executam até 40 ciclos por minuto sobre os provetes, podendo a pressão de contacto variar de 175 a 530 kPa. O ensaio é dado como terminado ao fim de 10000 ciclos (ida + volta).

Na Figura 4.25 apresentam-se alguns dos perfis da deformação vertical que se desenvolvem ao longo do provete após ensaio. Dado que nas zonas de mudança do sentido do movimento da roda, o cavado de rodeira é mais elevado, é utilizada para efeitos de interpretação dos resultados, apenas a deformação permanente medida na zona média dos provetes (zona a encarnado).

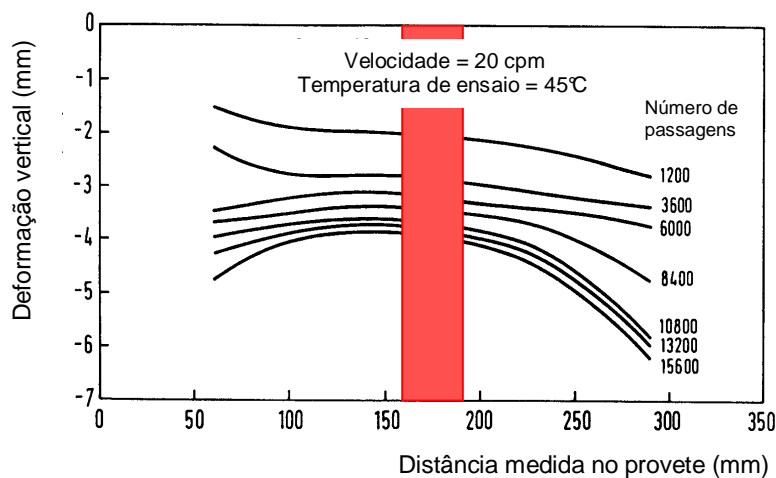


Figura 4.25 - Perfil da rodeira em ensaio de simulação com imersão (adaptado de Siew-Ann, T. et al., 1992)

4.5.6.2. *Wheel-tracking da Universidade de Nottingham*

Na Universidade de Nottingham (Gibb, J., 1996) têm sido realizados estudos de avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas recorrendo a ensaios de simulação em laboratório num equipamento desenvolvido a partir do equipamento de ensaio sem imersão em água, adoptado pelo TRL. (Figura 4.26).

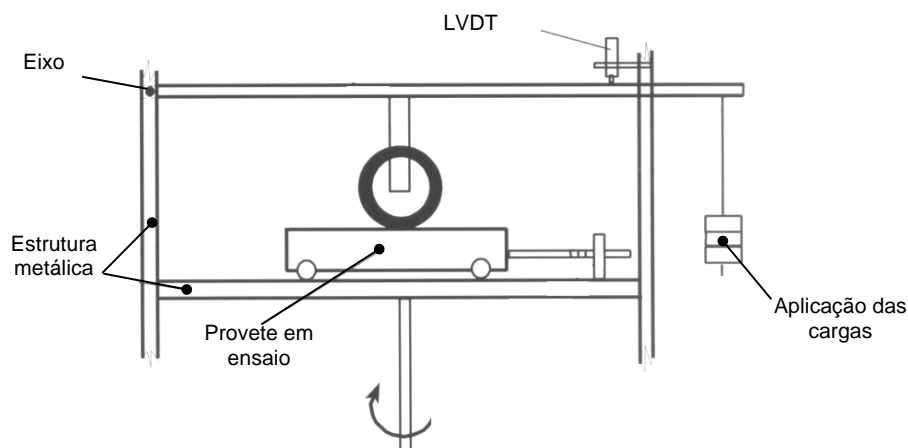


Figura 4.26 - Equipamento de simulação utilizado na Universidade Nottingham (Gibb, J., 1996)

A roda apresenta um diâmetro de 200 mm, e uma largura de 50 mm. Foram realizados ensaios com a aplicação de 554 N e 809 N, correspondendo a pressões de contacto de 650 kPa e 950 kPa, respectivamente. Os ensaios compreenderam a aplicação de 5000 ciclos (ida + volta) a um ritmo de 42 ciclos por minuto, sendo realizados à temperatura de 40 °C. Os parâmetros utilizados para a caracterização das misturas do ponto de vista das deformações permanentes foram a profundidade da rodeira no final do ensaio e a velocidade de deformação estabelecida entre os 1000 e 2000 ciclos.

Na Figura 4.27 apresentam-se, a título de exemplo, os resultados obtidos para quatro misturas betuminosas com diferentes valores de índice de vazios (V_v) submetidas ao ensaio de simulação, com o equipamento de Nottingham.

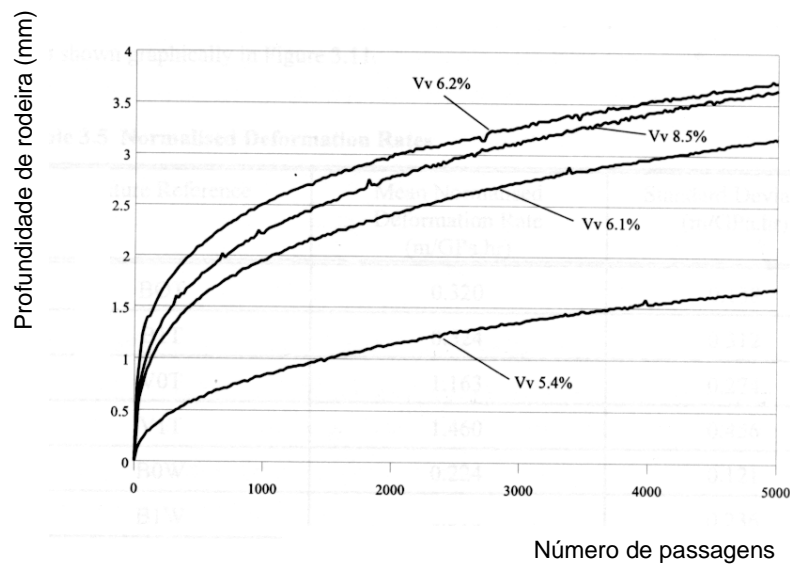


Figura 4.27 – Variação da profundidade de rodeira com o índice de vazios (Gibb, J., 1996)

4.5.7. Principais características dos ensaios de simulação em pista

Por forma a facilitar a compreensão dos aspectos referidos nesta secção e a possibilitar uma análise comparativa dos numerosos ensaios de simulação em pista de laboratório existentes, resumem-se no Quadro 4.2 as principais características dos equipamentos e metodologias de ensaio adoptadas.

Quadro 4.2 – Características dos vários equipamentos e metodologias de ensaio de simulação em pista de laboratório

País/ Equipamento/ Norma de Ensaio	Características						
	Temperatura de ensaio	Condições de ensaio (com ou sem imersão em água)	Forma/ Dimensão do provete (mm)	Carga aplicada	Roda de ensaio	Frequência ⁽²⁾	Observações
Europa – Comité Europeu de Normalização prEN12697-22	15°C a 25°C – durante 1000 ciclos 60°C	Sem imersão em água	Prismático 500 x 180 x 50 mm ou 500 x 180 x 100 mm	5000 ± 50 N	Pneumática (pressão de enchimento de 600 kPa); 400 mm diâmetro; 80 mm largura	1 ± 0,1 Hz	Equipamento de ensaio de grandes dimensões (<i>Large Size Device</i>)
	Variável	Com ou sem imersão em água	Prismático - 300 x 300 x 50 mm Cilíndrico – 200 mm de diâmetro	700 ± 10 N	Pneu de borracha maciça, com 50 mm de largura e 20 mm de espessura	24 ciclos/s	Equipamento de ensaio de pequenas dimensões (<i>Small Size Device</i>)
França (<i>Ornièreure LCPC</i>) NF P 98-253-1	50°C ou 60°C	Sem imersão em água	Prismático 500 x 180 x 50 mm ou 500 x 180 x 100 mm	5000 ± 50 N	Pneumática (pressão de enchimento de 600 kPa); 400 mm diâmetro; 90 mm largura	1 ± 0,1 Hz	---
E.U.A (<i>Georgia loaded wheel tester</i>)	35°C a 60°C	Sem imersão em água	Prismático 125 x 300 x 75 mm Cilíndrico – 150 mm diâmetro	445 N	Alumínio sobre tubo pneumático (690 kPa de pressão de enchimento)	Ne	---
Alemanha (<i>Hamburg wheel tracking device</i>)	50°C	Com imersão em água	Prismático 320 x 260 x 80 mm Cilíndrico - 150 mm diâmetro	705 N	Metálica, 47 mm de largura	Ne	---
Austrália AST 01:1999	60°C	Sem imersão em água	Prismáticos 300 x 300 x 50 mm ou 300 x 300 x 75 Cilíndricos 200 mm diâmetro	700 ± 20 N	Metálica, envolvida num pneu de borracha maciça com 50 mm de largura e 13 mm de espessura	Ne	---
Espanha ⁽¹⁾ NLT-173/84	60 ± 1	Sem imersão em água	Lajeta prismática 300 x 300 x 50	900 ± 25 kN/m ²	Metálica, envolvida num pneu de borracha maciça com 50 mm de largura e 20 mm de espessura	24 ciclos/s	O valor final é o resultado da média de três ensaios
Reino Unido BS 598-110:1998	45°C ou 60°C (podem no entanto ser adoptados outros valores)	Sem imersão em água	Cilíndrico 200 mm de diâmetro	520 ± 5 N	Metálica, envolvida num pneu de borracha maciça com 50 mm de largura e 13 mm de espessura	21 ciclos/s	O valor a apresentar é a média de seis ensaios

⁽¹⁾ Equipamento de ensaio existente no LNEC; ⁽²⁾ 1 ciclo = 1 ida + 1 volta da roda de ensaio; Ne – não especificado.

4.6. Ensaaios de simulação em pista à escala real

Os ensaios de simulação em pista à escala real foram desenvolvidos para avaliar o desempenho das estruturas de pavimentos, em particular no que se refere à capacidade de suportar as acções devidas à passagem do tráfego. O comportamento à deformação permanente pode pois ser avaliado através deste tipo de ensaio.

Estes ensaios permitem uma melhor simulação das condições de serviço observadas nos pavimentos, quer no que se refere à estrutura do pavimento, quer no que se refere às acções do tráfego, (configuração, distribuição lateral das passagens, velocidade de aplicação), bem como, para alguns tipos de equipamentos, às temperaturas observadas. A vantagem deste tipo de ensaio é a obtenção de resultados num intervalo de tempo substancialmente reduzido, quando comparado com a situação real observada nos pavimentos em serviço.

Como maiores limitações pode referir-se o elevado custo de aquisição, bem como a implementação e a manutenção daquele tipo de equipamento. Por outro lado, é necessário dispor de meios adequados para o fabrico e a aplicação dos materiais de pavimentação, sempre que se pretenda estudar um tipo de material ou de estrutura diferente.

Acresce que, embora estes ensaios permitam avaliar a capacidade da estrutura de suporte das acções devidas ao tráfego, não é possível fazer intervir outros aspectos que condicionam a degradação dos pavimentos, como, por exemplo, os efeitos do envelhecimento dos materiais.

Como alternativa à utilização destas pistas, pode-se recorrer à observação de trechos - piloto em estradas em serviço, sendo possível avaliar a reposta dos materiais sob a acção real do tráfego e das condições atmosféricas locais, verificando-se no entanto a desvantagem de o comportamento dos materiais ser afectado por parâmetros que não são controlados neste caso, e que são de difícil quantificação e interpretação. Acresce o elevado tempo necessário para a obtenção de resultados por esta via.

Ensaio de simulação em pista à escala real realizados a uma escala nacional, ou internacional, como sejam o ensaio AASHO (AASHTO, 1986; Carpenter, S., 1992), permitiram avaliar as propriedades mecânicas dos materiais aplicados e respectiva evolução ao longo do tempo.

Por vezes, quando da construção das várias camadas, estas são instrumentadas, com a colocação de extensómetros, células de carga, termopares, dispositivos de pesagem e contagem de tráfego, entre outros, permitindo assim a quantificação das acções a que o pavimento está sujeito e dos estados de tensão e de deformação nele induzidos.

Existem diversos tipos de pistas de ensaio, lineares ou circulares, interiores ou exteriores, em vários países do mundo. Na Figura 4.29 ilustram-se duas pistas de ensaio circulares, uma interior e outra exterior. Estas simulam a acção do tráfego através da aplicação de um ou dois rodados a velocidades que variam entre 4 e 20 km/h, sobre pavimentos construídos à escala real. No caso da pista de ensaios interior é possível controlar a temperatura de ensaio, o que não se verifica na pista exterior onde apenas podem ser registados continuamente os valores observados (Corté, J., *et al.*, 1997).

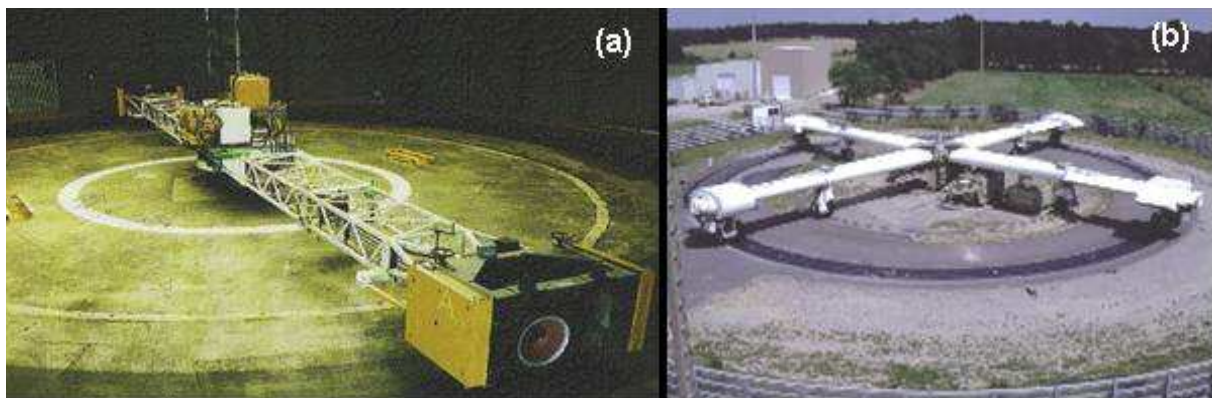


Figura 4.28 – Aspecto de duas pistas circulares – (a) pista de ensaios interior *CAPTIF* (*Canterbury Accelerated pavement testing indoor*) – Nova Zelândia; (b) pista de ensaios exterior do Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées (LCPC) – França

Na Figura 4.29 apresentam-se duas pistas de ensaio lineares, ambas interiores. Estas permitem o controlo da temperatura a que as camadas betuminosas são submetidas, bem como a aplicação de diversas configurações de rodados por forma a simularem a passagem de veículos pesados, no caso do LINTRACK (*Linear Tracking Apparatus*) e de aviões no caso da pista da FAA (*Federal Aviation Administration*).

A Figura 4.30 mostra a pista de ensaios do CEDEX em Espanha, que possui a particularidade de ter uma forma que possibilita a existência de dois troços rectos, sem ser uma pista linear.

Existem também os HVS (*Heavy Vehicle Simulator*, na terminologia inglesa), equipamentos para aplicação de carregamentos repetidos “acelerados” em pavimentos em serviço sob condições de ensaio controladas (Figura 4.31).

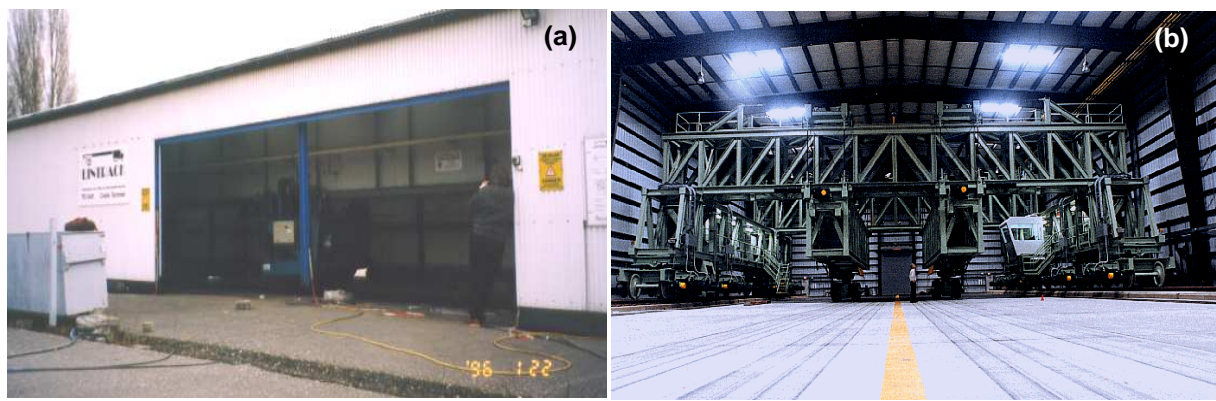


Figura 4.29 – Aspecto de duas pistas de ensaios interiores, lineares – (a) pista de ensaios LINTRACK (*Linear Tracking Apparatus*) – Holanda; (b) pista de ensaios da *Federal Aviation Administration* (FAA) – Estados Unidos



Figura 4.30 – Pista de ensaios à escala real do CEDEX – Espanha



Figura 4.31 – *Texas Mobile Load Simulator* – Estados Unidos

4.7. Análise comparativa dos vários ensaios laboratoriais utilizados para a caracterização do comportamento à deformação permanente

Na sequência da apresentação levada a cabo de diversos ensaios laboratoriais adoptados por diversas instituições de investigação para a avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, resumem-se no Quadro 4.3 as principais vantagens e limitações daqueles ensaios.

Quadro 4.3 - Análise comparativa dos vários ensaios laboratoriais para caracterização do comportamento à deformação permanente

Ensaio		Principais vantagens e limitações
Empírico	Marshall / Hveem	<ul style="list-style-type: none"> ▪ bastante disseminado, conhecido e normalizado; ▪ fácil de implementar, apresentando um reduzido tempo de ensaio; ▪ equipamento disponível na maioria dos laboratórios de ensaio; ▪ não é possível estabelecer uma relação dos resultados obtidos com o comportamento real da mistura; ▪ necessária a utilização de equipamentos de compactação específicos, de acordo com o preconizado na norma de ensaio; ▪ não simula as ações induzidas pelos veículos.
	Compressão uniaxial estático	<ul style="list-style-type: none"> ▪ fácil implementação e execução; ▪ equipamento disponível na maioria dos laboratórios de ensaio; ▪ facilidade na obtenção dos provetes a ensaiar; ▪ elevado número de resultados disponíveis; ▪ não simula o aspecto da aplicação repetida das ações induzidas pelas cargas dos veículos.
Fundamental	Compressão uniaxial de cargas repetidas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ facilidade na obtenção dos provetes a ensaiar; ▪ simula as ações dinâmicas do tráfego; ▪ o estado de tensão aplicado pode não traduzir totalmente as condições verificadas <i>in situ</i>; ▪ equipamento de ensaio mais complexo do que o do ensaio uniaxial estático.
	Triaxial estático	<ul style="list-style-type: none"> ▪ melhor simulação do estado de tensão observado <i>in situ</i>; ▪ necessária uma câmara triaxial; ▪ aplicação de confinamento aumenta a complexidade do ensaio e da interpretação dos resultados; ▪ não simula o aspecto da aplicação repetida das ações induzidas pelas cargas dos veículos.
	Triaxial de cargas repetidas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ equipamento e procedimento de ensaio mais complexo e dispendioso que os anteriores; ▪ melhor simulação das condições observadas <i>in situ</i>; ▪ necessária uma câmara triaxial.
	Corte simples de cargas repetidas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ equipamento e procedimento de ensaio complexo e oneroso; ▪ o estado de tensão aplicado pode não traduzir totalmente as condições verificadas <i>in situ</i>; ▪ ensaio complexo e de difícil execução, sendo necessário preparação especial por parte do operador; ▪ necessária preparação específica dos provetes para ensaio; ▪ elevada variabilidade de resultados.
	Simulação em pista de laboratório	<ul style="list-style-type: none"> ▪ simulação da forma de aplicação das cargas <i>in situ</i>; ▪ adequado para validação de modelos de comportamento à deformação permanente; ▪ possibilita a análise comparativa do comportamento à deformação permanente de duas ou mais misturas betuminosas; ▪ não permite a obtenção de propriedades fundamentais dos materiais analisados. ▪ alguma dificuldade na obtenção das amostras para ensaio, devido às suas dimensões.

4.8. Selecção dos equipamentos e técnicas laboratoriais utilizados no estudo

Após uma análise criteriosa dos vários tipos de ensaios e técnicas passíveis de serem utilizados em laboratório, com vista ao estudo do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, considera-se que estes devem reproduzir o melhor possível as condições verificadas *in situ*, sendo no entanto desejável que sejam suficientemente simplificados para que a sua realização seja exequível. Devem igualmente possibilitar a análise fenomenológica do comportamento dos materiais em análise.

Desta forma, como principais características a ter em consideração na selecção de um tipo de ensaio podem apontar-se as seguintes:

- i) Reprodução em laboratório das condições verificadas *in situ*, referindo-se:
 - a - estado de tensão induzido pela passagem dos rodados dos veículos;
 - b - carácter repetitivo das solicitações;
 - c - condições climatéricas – temperatura.

- ii) Simplicidade de procedimentos, como sejam:
 - a - facilidade na preparação do provetes;
 - b - possibilidade de utilização de provetes extraídos do pavimento;
 - c - custos associados, quer à aquisição de equipamentos novos, quer na adaptação de equipamentos já existentes;
 - d - simplicidade e facilidade de manuseamento do equipamento necessário;
 - e - possibilidade de realização de um mesmo tipo de ensaio noutros equipamentos;
 - f - número de parâmetros a medir para posterior aplicação na previsão do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.

iii) Resultados obtidos, tendo em atenção:

- a - compatibilidade dos resultados obtidos nos ensaios com os registados noutros laboratórios;
- b - possibilidade de extrair os parâmetros necessários para descrever adequadamente o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas;

Atendendo aos itens atrás apresentados, tendo em consideração os objectivos do estudo e os equipamentos de ensaio disponíveis, e após uma primeira análise comparativa entre os diversos métodos de ensaio utilizados, foram adoptados, no presente estudo, os ensaios de compressão uniaxial de carregamento estático e de carregamento repetido, bem como o ensaio de simulação em pista de laboratório.

Os ensaios de compressão uniaxial, realizados sob condições de ensaio (temperatura, estado de tensão, frequência de aplicação das cargas, entre outras) controladas, permitem determinar os parâmetros utilizados para descrever o comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente.

No caso particular do ensaio de compressão uniaxial estático, por ser simples e de fácil execução, permite em fases iniciais do desenvolvimento do estudo de materiais, efectuar uma análise comparativa de diferentes misturas betuminosas, ou avaliar o seu comportamento perante a variação de diversos factores. No entanto, a sua capacidade de previsão do comportamento à deformação permanente é questionável, não simulando o fenómeno da repetição da aplicação das cargas que se observa no pavimento, não sendo portanto adequada a sua utilização de forma isolada, sem a adopção de outros ensaios que considerem aqueles aspectos.

Com a realização do ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas é possível simular os efeitos da passagem do tráfego, quer em termos de nível da tensão aplicada, quer da frequência de aplicação das cargas. A caracterização do comportamento viscoelástico das misturas betuminosas, e o estudo do comportamento à deformação permanente destes materiais, torna-se assim possível através de um ensaio relativamente

simples de executar, cujas amostras podem ser extraídas do pavimento ou moldadas em laboratório.

O ensaio de simulação em pista de laboratório, embora não permita obter propriedades fundamentais dos materiais em análise, em termos das suas propriedades viscoelásticas, permite uma simulação mais adequada da forma de aplicação das cargas induzidas pelos veículos sobre as camadas dos pavimentos em serviço, possibilitando a análise comparativa do comportamento à deformação permanente, para as mesmas condições de ensaio de diferentes tipos de misturas. No entanto, trata-se de um ensaio à escala reduzida, no qual são utilizadas rodas de dimensões diferentes das dos rodados dos veículos, estando o provete, em regra, condicionado de forma distinta da verificada *in situ*.

Por ser um ensaio utilizado em todo o mundo, embora com ligeiras variações quer no que respeita às características do equipamento quer aos procedimentos de ensaio, dispõe-se de um elevado número de resultados obtidos com este tipo de ensaio, que têm sido adoptados em diversos países como critério de aceitação ou rejeição de misturas betuminosas no que respeita ao seu comportamento à deformação permanente.

No capítulo seguinte (Capítulo 5) apresentar-se-ão com maior detalhe os equipamentos de ensaio seleccionados, para utilização neste estudo, bem como as metodologias de ensaio e de análise dos resultados propostas.

Capítulo 5
METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO
COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE
DE MISTURAS BETUMINOSAS

5. METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS BETUMINOSAS

5.1. Introdução

Conforme anteriormente referido, o aparecimento à superfície dos pavimentos de depressões ao longo da zona de passagem dos rodados dos veículos pesados, os *cavados de rodeira*, é um dos estados de ruína considerados no dimensionamento de pavimentos.

Embora os *cavados de rodeira* sejam o resultado das deformações permanentes ocorridas em todas as camadas constituintes do pavimento e ainda na fundação, os critérios de dimensionamento adoptados, na generalidade dos métodos de dimensionamento, têm em consideração apenas a limitação da contribuição do solo de fundação para a sua formação. Tem-se, no entanto, observado um aumento significativo da contribuição das camadas betuminosas no aparecimento de *cavados de rodeira* nos pavimentos flexíveis.

O comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas constitui assim um factor muito importante a ter em consideração, quer no dimensionamento dos pavimentos e na selecção dos materiais a aplicar na respectiva estrutura, quer na formulação das misturas betuminosas.

Não é ainda usual a utilização de metodologias de dimensionamento que considerem explicitamente a contribuição das camadas betuminosas para a formação de *cavados de rodeira*. Isto resulta, quer da dificuldade de utilização de modelos numéricos que simulem

adequadamente o comportamento à deformação permanente das várias camadas constituintes do pavimento, quer da dificuldade da obtenção de parâmetros que caracterizem fenomenologicamente o comportamento das misturas betuminosas, em função das condições de temperatura e das acções induzidas pelo tráfego. As misturas betuminosas, ou mais propriamente os ligantes betuminosos, apresentam um comportamento viscoelastoplástico, função das condições de solicitação em serviço, o qual afecta significativamente a contribuição das camadas betuminosas na formação dos *cavados de rodeira*.

Torna-se pois fundamental o desenvolvimento e a aplicação de metodologias de avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas que tenham em consideração a influência das características das misturas aplicadas nas condições de serviço do pavimento. Neste capítulo pretende-se dar uma contribuição para o desenvolvimento de tais metodologias, aplicadas particularmente às condições observadas em Portugal.

Tais metodologias deverão, necessariamente, compreender a adopção de modelos de comportamento estrutural adequados para a previsão do desenvolvimento de deformações permanentes das camadas betuminosas sob a acção da passagem do tráfego, e a determinação dos parâmetros intervenientes nesses modelos, através da realização de ensaios laboratoriais. Estes ensaios laboratoriais deverão ser realizados em condições controladas, que se possam considerar representativas das condições de serviço.

Como apresentado no Capítulo 3, a idealização das relações constitutivas que descrevem o comportamento dos materiais betuminosos é geralmente efectuada com recurso a modelos reológicos. Como referido, considera-se que o modelo de Burgers é adequado para modelar o comportamento viscoelástico das misturas betuminosas, representando um bom compromisso entre a necessidade de descrever adequadamente o comportamento das misturas betuminosas, e uma relativa simplicidade de utilização. Tendo em vista efectuar a análise estrutural dos pavimentos considerando que o comportamento das misturas betuminosas é descrito pelo modelo de Burgers, utilizou-se o método dos elementos finitos, recorrendo a um programa de cálculo desenvolvido no LNEC, para análise de estruturas tridimensionais (Batista, A. *et al.*, 1992).

Os parâmetros intervenientes no modelo de Burgers são determinados através de resultados de ensaios realizados em laboratório sob condições de temperatura, estado de tensão e frequência de aplicação das cargas, que reproduzam as condições de serviço.

No presente capítulo apresenta-se a metodologia desenvolvida no âmbito deste trabalho, justificando-se as opções tomadas, em particular no que concerne às condições de ensaio e aos métodos adoptados para a análise de resultados, bem como os vários pressupostos considerados.

Embora estas tenham já sido referidas de forma sumária no Capítulo 4, faz-se uma descrição mais pormenorizada das técnicas de ensaio adoptadas neste estudo, apresentam-se as metodologias de análise dos resultados, seleccionam-se as condições de ensaio que melhor simulam as condições a que as camadas betuminosas quando integradas em estruturas de pavimentos em serviço, estão sujeitas. De entre as várias técnicas de ensaio, foi seleccionado o ensaio de compressão uniaxial com a aplicação de cargas repetidas, para a determinação dos parâmetros de Burgers a utilizar na aplicação dos modelos de análise estrutural.

5.2. Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas

5.2.1. Descrição do equipamento e procedimento de ensaio

O equipamento utilizado no presente estudo para a realização de ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas consiste numa adaptação do equipamento existente no LNEC, geralmente utilizado para a realização de ensaios de fadiga por flexão de materiais betuminosos (Azevedo, M. C., 1993).

A adaptação realizada consistiu, fundamentalmente, na introdução de um sistema de aplicação de cargas uniaxiais ao provete, que garantisse a adequada distribuição das tensões transmitidas a este, e de um sistema de medição das deformações constituído por dois LVDT (*Linear Velocity Displacement Transducer*), colocados em posições diametralmente opostas. Estes LVDT têm um curso máximo de 15 mm e uma precisão de 2 μm .

Este equipamento de ensaio possui um actuador para a realização de ensaios com a aplicação de cargas repetidas, com uma gama bastante alargada de frequências e amplitudes de carga. O equipamento é essencialmente composto pela estrutura de carga e pelo grupo óleo- hidráulico. O actuador hidráulico utilizado, com uma área útil de fluído de $43,87 \text{ cm}^2$, em associação ao grupo óleo - hidráulico permitem o desenvolvimento de uma carga máxima de 100 kN, em carregamentos estáticos, e uma carga dinâmica de 50 kN, a 20 Hz, com um deslocamento do êmbolo do actuador que pode ir até 2 mm. O curso máximo é de 152,4 mm, obtido para uma frequência de 5 Hz. No interior do corpo do actuador está instalado um LVDT, com uma precisão de $4 \mu\text{m}$, para controlo e medição do deslocamento do actuador (Azevedo, M. C., 1993).

O controlo e a aquisição de dados do equipamento é efectuado pelo sistema ATS (*Automated Testing System*). Este sistema é constituído por um conjunto de programas para micro-computador, funciona em ambiente *Microsoft Windows*, efectuando o controlo digital do ensaio, nomeadamente a aplicação da carga, em conjunto com um condicionador de sinais, uma placa de aquisição de dados e um amplificador de servoválvulas.

Dado que os materiais em estudo apresentam um comportamento que é função da temperatura, como já referido, foi necessário proceder à instalação de uma câmara de temperatura controlada que permite a realização de ensaios a temperaturas de $+5$ a $+75^\circ\text{C}$, com uma precisão de $0,5^\circ\text{C}$, que envolve todo o equipamento servo - hidráulico (Figura 5.1).

No âmbito do presente trabalho, foram realizados ensaios a temperaturas entre 30°C e 60°C . Embora a câmara de temperatura controlada seja adequada para a realização de ensaios a estas temperaturas, no caso dos ensaios realizados a 60°C , e por forma a facilitar as manobras de posicionamento do provete e do respectivo sistema de medição das deformações atendendo à elevada temperatura de ensaio, optou-se por colocar o provete imerso em água mantida a $60 \pm 0,5^\circ\text{C}$, devidamente envolvido numa membrana plástica para evitar o contacto directo com a água (Figura 5.2).

Para obter uma temperatura homogénea do provete, quando imerso em água, este foi previamente condicionado à temperatura de ensaio durante cerca de 35 minutos, sendo



Figura 5.1 – Aspecto da câmara de temperatura controlada colocada à volta do equipamento servo-hidráulico

posteriormente submetido a ensaio, de acordo com os resultados das medições da evolução da temperatura no interior do provete. No caso de ensaios realizados em câmara de temperatura controlada, por forma a obter uma temperatura homogénea no interior dos provetes, estes devem ser armazenados em estufa ventilada à temperatura de ensaio, durante pelo menos 2 horas, antes do início do ensaio.



Figura 5.2 – Várias fases da imersão em água do provete para realização do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas

Estes tempos de condicionamento dos provetes para cada um dos métodos foram determinados experimentalmente, com recurso a medições efectuadas no interior dos

provetes. Na Figura 5.3 apresenta-se a evolução da temperatura medida no interior de um provete betuminoso com 100 mm de diâmetro, sujeito a uma temperatura de 60°C em câmara de temperatura controlada e em banho-maria, também a 60°C.

Como se pode observar a temperatura de 60°C, é atingida mais rapidamente quando o provete está imerso em água do que quando está numa câmara de temperatura controlada.

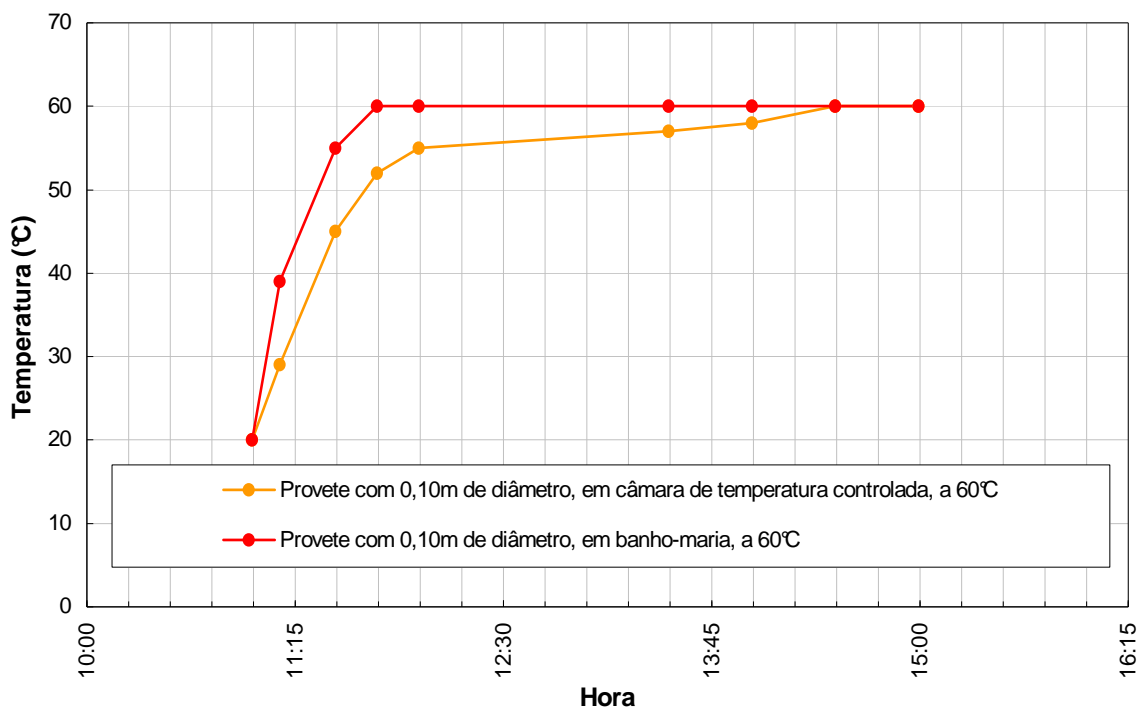


Figura 5.3 – Evolução da temperatura no interior de um provete betuminoso com 100 mm de diâmetro

Os ensaios de compressão uniaxial são realizados sobre provetes cilíndricos, com 100 mm de diâmetro e uma altura nunca inferior a 60 mm. Para garantir a altura mínima do provete a ensaiar, nos casos em que estes são extraídos do pavimento em que a camada de desgaste apresenta uma espessura igual ou inferior a 60 mm, colocam-se dois provetes, com características de porosidade muito próximas, um sobre o outro, de acordo com o preconizado no projecto de norma europeu prEN 12697-25 – “*Test: Uniaxial Cyclic Compression Test*”, elaborado pelo CEN/TC 227/WG1 em Outubro de 1997.

De facto, de acordo com aquele projecto de norma, os provetes para ensaio extraídos de pavimentos em serviço, quando não apresentarem uma altura mínima de 60 mm, podem ser sobrepostos por forma a perfazer aquele valor mínimo (60 ± 2 mm), devendo ser garantidas as exigências relativas à regularidade e ao paralelismo dos topos dos provetes.

Uma vez que estamos perante um ensaio com a aplicação de cargas uniaxiais, é fundamental garantir a aplicação uniforme da tensão de ensaio em cada instante. Para tal, os topos dos provetes cilíndricos para ensaio devem estar planos e paralelos entre si, devendo ser assegurada a ausência de qualquer tipo de atrito entre o prato de aplicação da força e o topo do provete, para eliminar o fenómeno de embarrilamento. Esta exigência é assegurada com o polimento dos topos do provete, e a aplicação de uma substância que actuou como lubrificante.

Dado que os materiais a ensaiar são misturas a aplicar em camadas de desgaste, a amplitude da força aplicada é a correspondente ao valor da tensão de contacto entre os rodados dos veículos pesados e a superfície do pavimento.

A força aplicada é do tipo “*harversine*”, conforme designado na literatura inglesa, apresentando um carregamento com forma sinusoidal, seguido de um tempo de repouso com força de valor zero, por forma a simular mais correctamente a passagem dos rodados de um veículo (Figura 5.4). Com efeito, este tipo de carregamento tem sido apontado por diversos autores como sendo o que melhor simula o andamento da variação de tensões nos pavimentos.

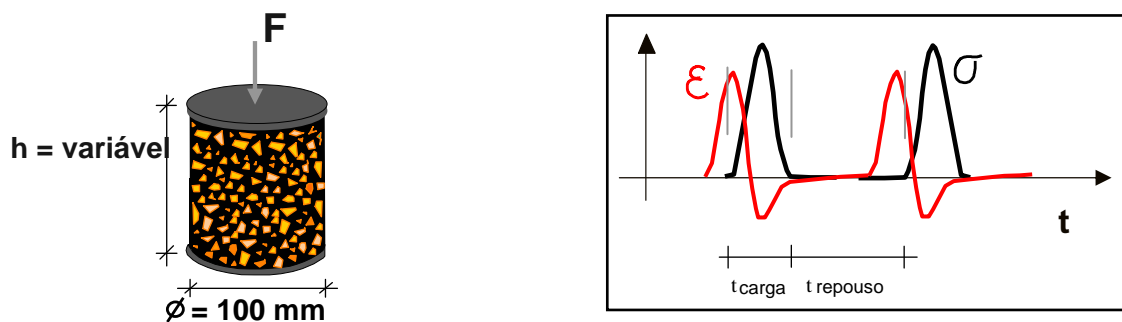


Figura 5.4 – Representação esquemática da forma de aplicação das cargas em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas

5.2.2. Metodologia de análise de resultados

Conforme já referido no capítulo anterior, no ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas podem ser individualizadas três fases distintas: uma primeira, em que se verifica uma diminuição da variação da velocidade de deformação; uma segunda, em que a

velocidade de deformação se mantém constante; e uma terceira fase, em que se observa um aumento da velocidade de deformação, muitas vezes conduzindo à rotura.

Na Figura 5.5 apresenta-se um exemplo do resultado de um ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, realizado no LNEC, onde se podem observar estas fases.

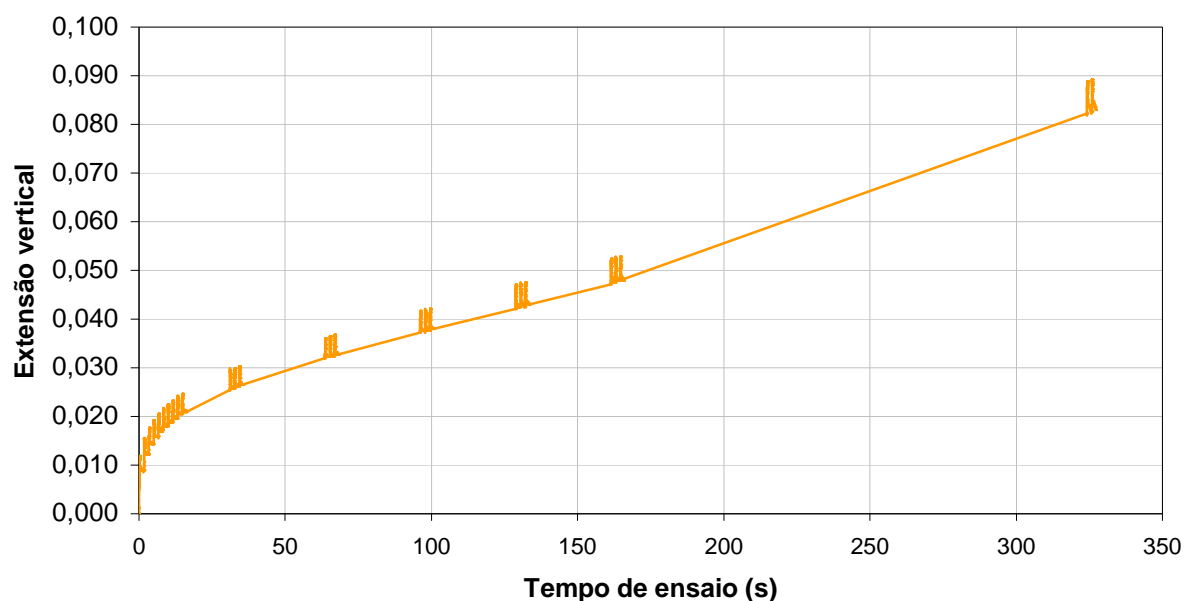


Figura 5.5 – Exemplo do resultado de um ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas efectuado no LNEC

No presente trabalho analisou-se apenas a contribuição da fase linear (fase 2) para a formação dos *cavados de rodeira*. Assim, quer a fase três, conducente à rotura, quer a fase um, em que se observa uma acentuada variação da velocidade de deformação, não foram consideradas.

Refira-se que a fase dois (fase linear) corresponde à maior parte da vida útil do pavimento em serviço, durante a qual se torna necessário garantir adequadas características estruturais e funcionais, por forma a evitar a redução de conforto e de segurança dos utentes. Assim, imediatamente após a construção do pavimento e a sua entrada em serviço observa-se uma compactação adicional, com variação das características viscoelásticas dos materiais betuminosos, durante um curto espaço de tempo, correspondente à fase 1. No que concerne à fase 3, em que se verifica uma rápida evolução e aumento da velocidade de deformação, não é desejável que se verifique no comportamento dos pavimentos, devendo

pois ser evitada, com uma correcta avaliação do comportamento à deformação permanente durante a fase linear.

A interpretação dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas, considerando a modelação do comportamento do material betuminoso submetido a ensaio pelo modelo viscoelástico de Burgers, passa pela obtenção dos quatro parâmetros de constituem o modelo reológico.

A obtenção dos quatro parâmetros do modelo de Burgers (E_1 , E_2 , η_1 e η_2) pode ser efectuada por retroanálise. Para tal, a expressão matemática que modela o comportamento à deformação permanente (3.20) foi automatizada, permitindo a introdução de um conjunto inicial de quatro valores, e a obtenção de uma curva teórica, relacionando a extensão vertical com o tempo decorrido, que, por comparação com a curva real permite quantificar os quatro parâmetros do modelo de Brugers, para cada um dos ensaios realizado. Na Figura 5.6 representa-se graficamente uma fase intermédia para obtenção do conjunto de parâmetros do modelo de Burgers, por comparação entre as duas curvas, a obtida do ensaio laboratorial e a resultante da aplicação do modelo de Burgers, para um determinado conjunto de parâmetros.

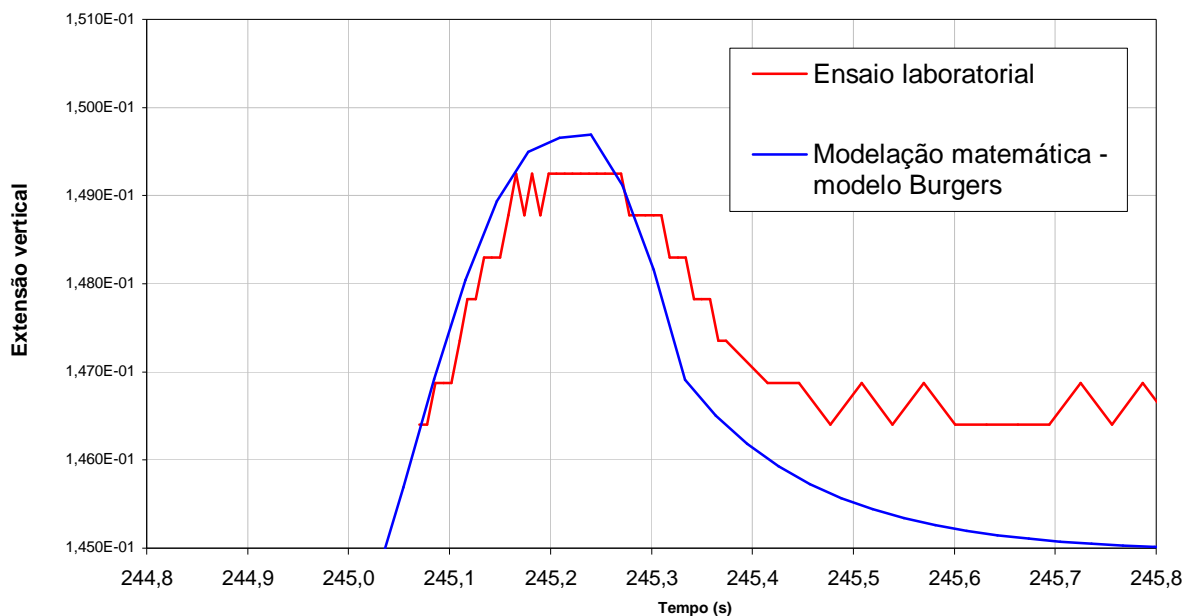


Figura 5.6 – Ajuste entre a curva obtida em ensaio e a curva teórica obtida por aplicação do modelo de Burgers

Realizou-se um estudo de sensibilidade, por forma a analisar a influência de cada um dos quatro parâmetros do modelo de Burgers, na evolução da deformação permanente. Apresentam-se no Quadro 5.1 as várias combinações de parâmetros consideradas (Hipóteses 1, 2, 3, A, B, I, II, III e IV). As gamas de valores seleccionadas para estes parâmetros estão de acordo com os valores geralmente apontados por diversos autores, para vários tipos de misturas betuminosas.

Nas Figuras 5.7 a 5.10 representam-se graficamente os resultados da modelação matemática efectuada, considerando as várias hipóteses de variação dos parâmetros do modelo de Burgers apresentados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Hipóteses consideradas na análise de sensibilidade dos parâmetros constituintes do modelo de Burgers

Hipóteses	Parâmetro do modelo de Burgers			
	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	η_1 (MPa.s)	η_2 (MPa.s)
Hip. 1	2000	1500	600	300
Hip. 2	2000	1500	800	300
Hip. 3	2000	1500	100	300
Hip. A	2000	1500	600	800
Hip. B	2000	1500	600	200
Hip. I	800	1500	600	300
Hip. II	4000	1500	600	300
Hip. III	2000	500	600	300
Hip. IV	2000	2000	600	300

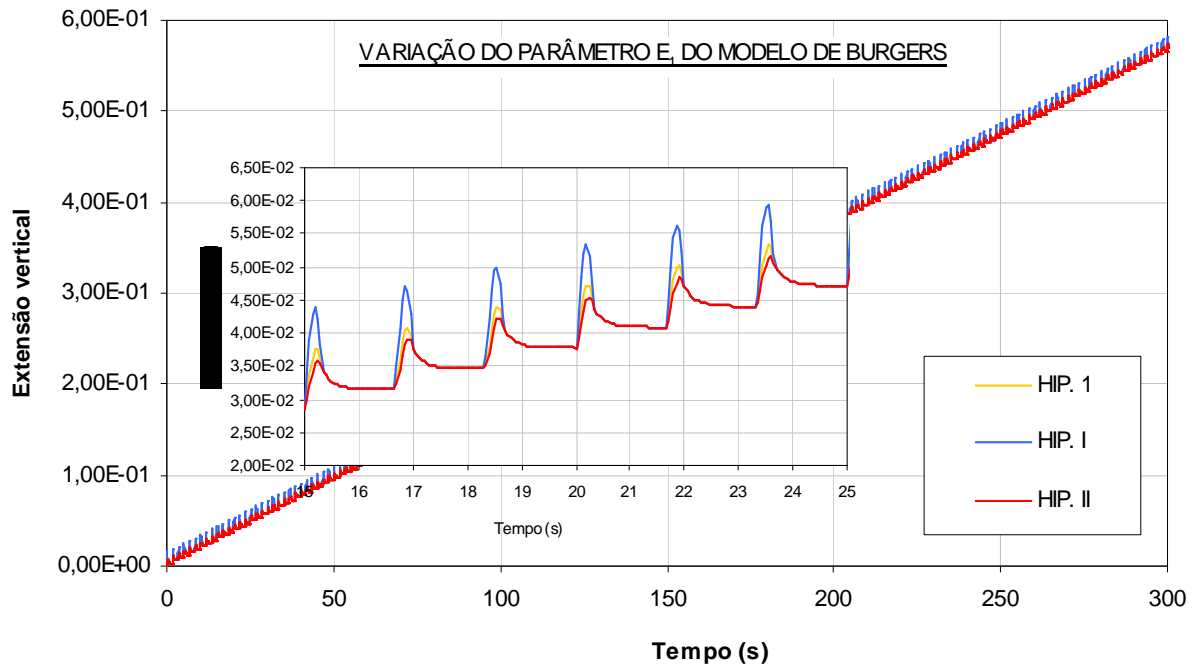


Figura 5.7 – Análise da variação do parâmetro E_1 do modelo de Burgers

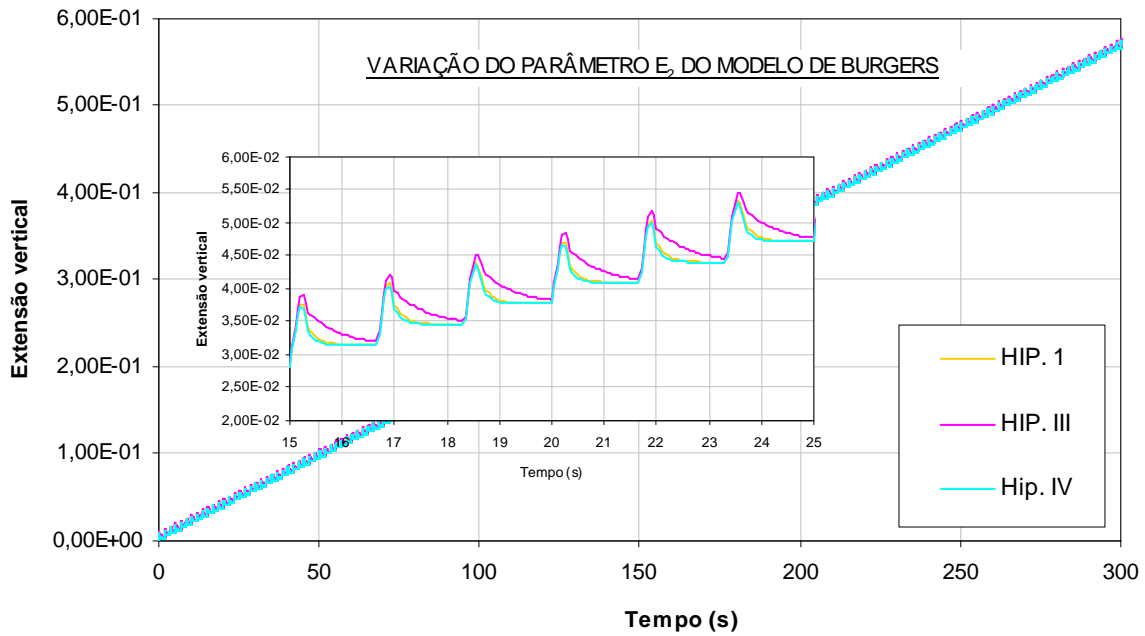


Figura 5.8 – Análise da variação do parâmetro E_2 do modelo de Burgers

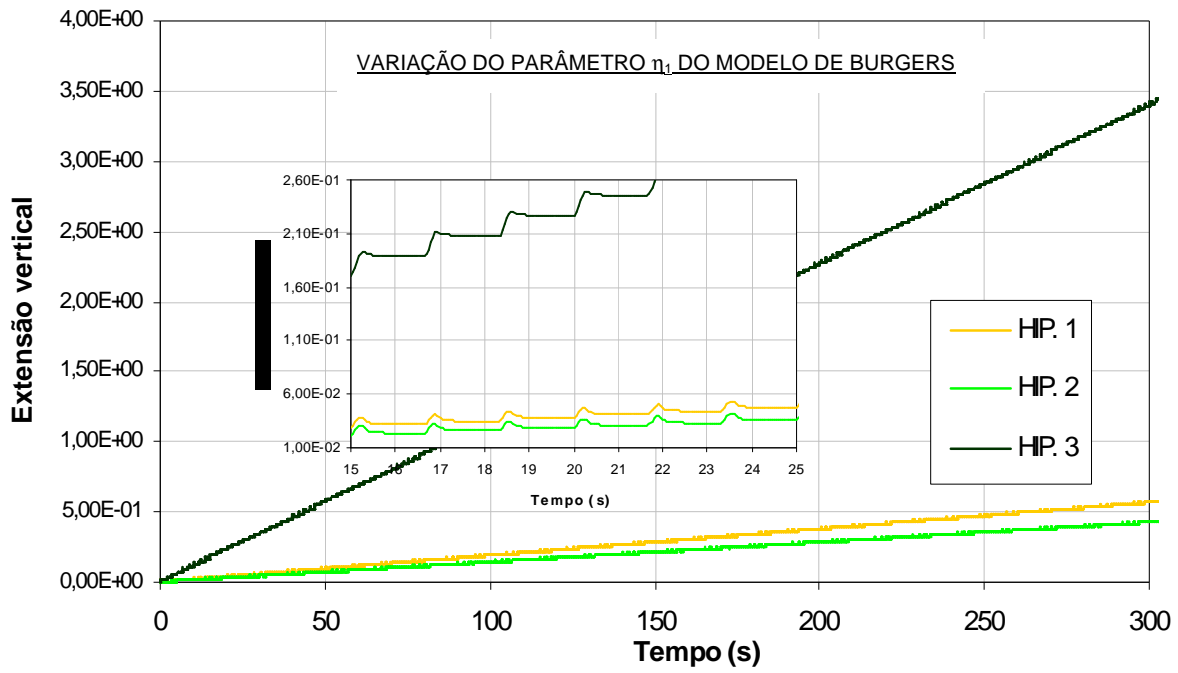


Figura 5.9 – Análise da variação do parâmetro η_1 do modelo de Burgers

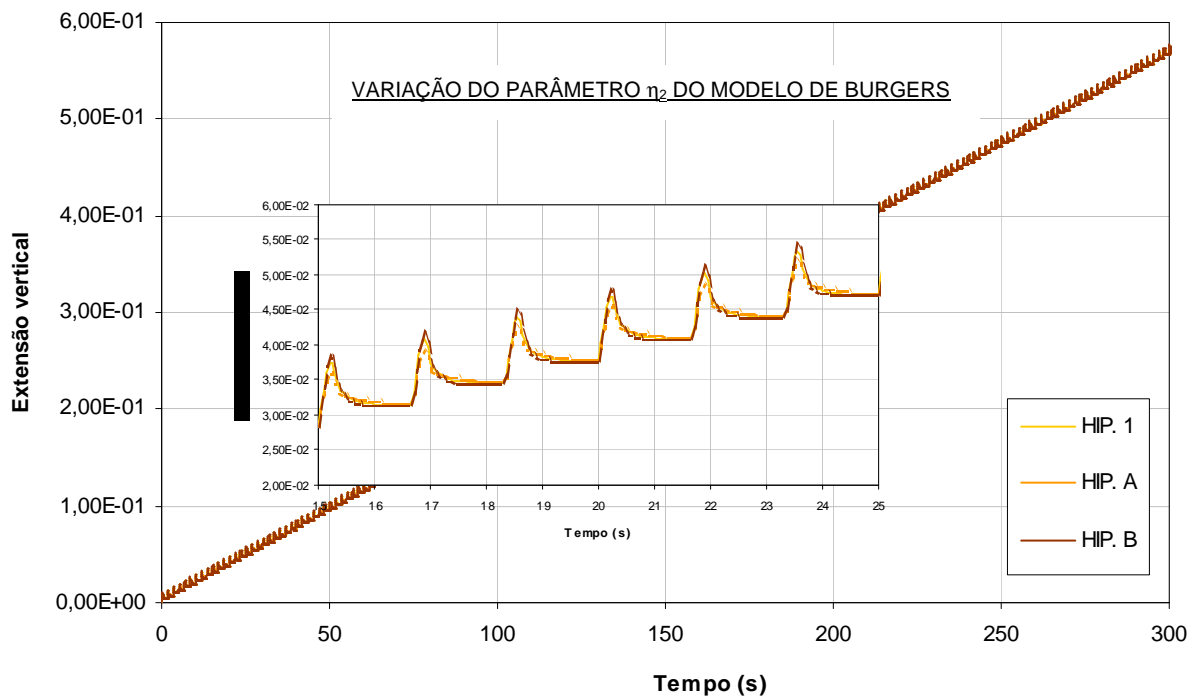


Figura 5.10 – Análise da variação do parâmetro η_2 do modelo de Burgers

Da análise da variação da extensão vertical apresentada nas Figuras 5.8 a 5.10, para as diversas combinações dos parâmetros do modelo de Burgers observa-se que apenas o coeficiente de viscosidade do amortecedor em série (η_1) afecta o valor da deformação permanente final. Assim, o aumento do valor de η_1 de 100 MPa.s para 800 MPa.s, conduz a uma redução do valor da extensão permanente em cerca de 7 vezes, passando de 3,5 a 0,5 (Figura 5.9). Os restantes três parâmetros afectam a deformação permanente, em termos da evolução observada em cada ciclo, nomeadamente no que respeita à deformação instantânea (E_1) ou à forma de recuperação da deformação reversível (E_2, η_2).

Este resultado era de esperar, uma vez que, de acordo com o apresentado em 2.3.4, o cálculo da deformação permanente pode ser efectuado através da expressão (5.1), na qual o único parâmetro interveniente é η_1 .

$$\Delta \varepsilon_{\text{permanente}}(t_0, t_1) = \frac{1}{\eta_1} \int_{t_0}^{t_1} \sigma(t) dt \quad (5.1)$$

O valor de η_1 pode pois ser deduzido directamente dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, na fase linear, a partir da aplicação da seguinte expressão:

$$\eta_1 = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \sigma(t) dt}{\Delta \varepsilon_{\text{permanente}}(t_0, t_1)} \quad (5.2)$$

5.3. Ensaio de simulação em pista de laboratório

5.3.1. Descrição do equipamento e procedimento de ensaio

No ensaio de simulação em pista de laboratório, o provete a ensaiar, constituído por uma lajeta de mistura betuminosa, é sujeito à acção de uma roda em movimento, medindo-se a redução da espessura total da camada, em função do número de passagens da roda.

Podem ser ensaiados por este método, quer provetes extraídos por serragem em obra, quer provetes compactados em laboratório.

O procedimento de ensaio adoptado no presente estudo é o habitualmente seguido no LNEC, que se baseia no preconizado na norma de ensaio NLT 173 – “*Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio*”. Conforme referido anteriormente, o procedimento, bem como o equipamento de ensaio estão de acordo com o preconizado no projecto de norma europeu prEn 12697-22 – “*Test methods for hot mix asphalt – wheel tracking*” anteriormente referido.

O provete a ensaiar, com $300 \times 300 \times 50 \text{ mm}^3$, é compactado em laboratório num molde metálico por vibro-compressão superficial, ou é recolhido do pavimento por serragem. O ensaio é realizado com o provete colocado num molde, o qual está dentro de uma câmara de temperatura controlada.

Na Figura 5.11 apresentam-se os moldes metálicos e correspondentes alongas, bem como o sistema que aplica a vibrocompressão à mistura betuminosa.



Figura 5.11 – Aspecto do sistema de compactação laboratorial das latejas para ensaio de simulação em pista de laboratório

Na Figura 5.12 apresentam-se as várias fases de extracção das lajetas do pavimento. Refira-se que embora seja um processo moroso, apresenta como vantagem o facto de as lajetas a serem ensaiadas possuírem as características volumétricas verificadas *in situ*.

Após extracção das lajetas do campo, estas devem ainda ser rectificadas e introduzidas no molde para realização dos ensaios.

O ensaio inicia-se após o condicionamento do provete na câmara de temperatura controlada durante 4 horas à temperatura de ensaio, de acordo com o especificado. No caso do método de ensaio preconizado na norma NLT 173, a temperatura de ensaio é de 60°C. Procede-se à aplicação do carregamento, a velocidade constante, com a frequência de passagem de 24 ciclos/minuto, e medição do valor do cavado de rodeira após 1, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 60, 75, 90, 105, e 120 minutos.

No Quadro 5.2 resumem-se as condições em que é realizado o ensaio de simulação conforme especificado na norma espanhola NLT 173.

Quadro 5.2 – Características gerais do ensaio de simulação em pista de laboratório

Dimensão da amostra	Temperatura de ensaio	Pressão de contacto	Área de contacto	Frequência de passagem da roda
300 x 300 x 50 mm ³	60°C	900 kPa	2150 mm ²	24 ciclos/minuto

Refira-se, no entanto, que o ensaio de simulação pode ser realizado sob diferentes condições de temperatura e de pressão de contacto, quando se torna necessário avaliar a influência daquelas características no comportamento à deformação permanente dos materiais em ensaio.

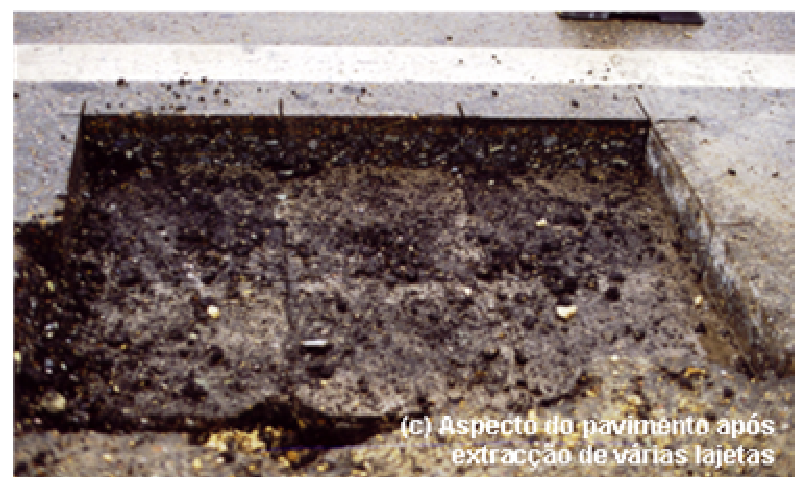


Figura 5.12 – Várias fases da extração das lajetas da camada de desgaste para o ensaio de simulação em pista de laboratório

Nas Figuras 5.13 e 5.14 pode observar-se o equipamento do ensaio de simulação colocado no interior da câmara de temperatura controlada e o aspecto de uma amostra antes e depois de ser submetida a ensaio, respectivamente.

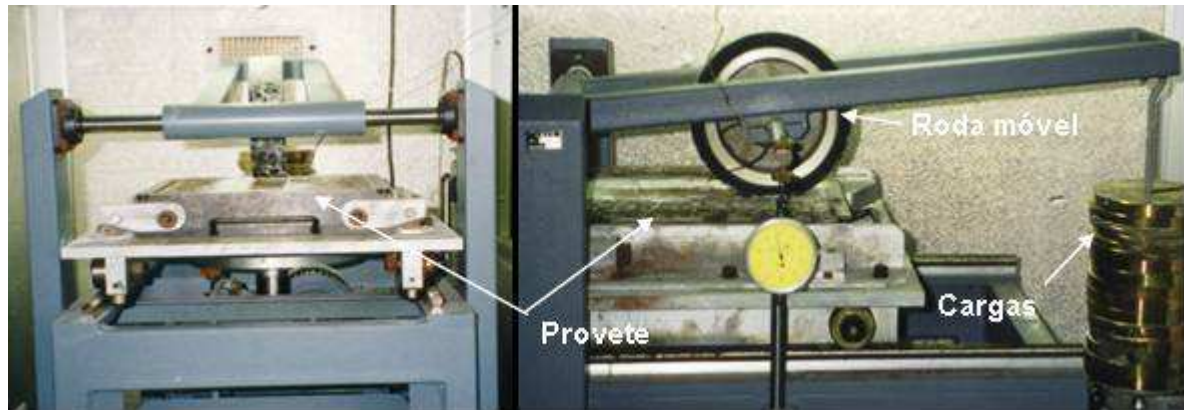


Figura 5.13 – Vista do equipamento de ensaio de simulação em pista existente no LNEC

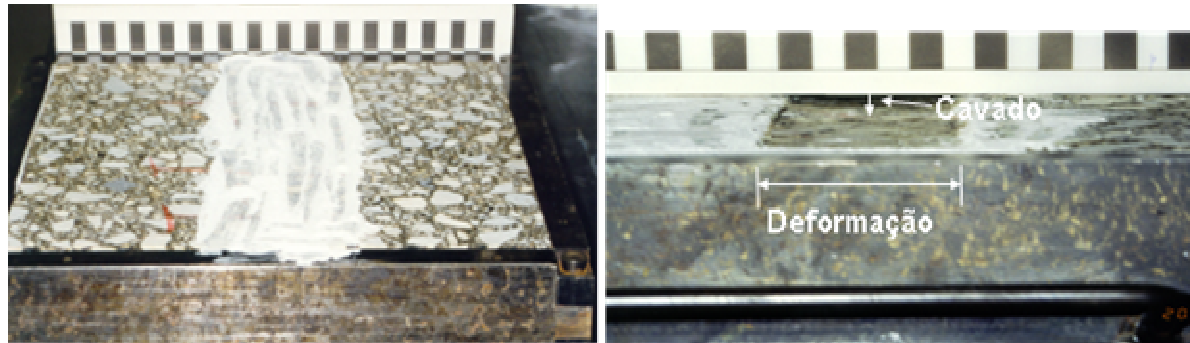


Figura 5.14– Aspecto de uma amostra antes e depois de ser submetida ao ensaio de simulação em pista

Embora este método de ensaio não possibilite a obtenção de propriedades fundamentais das misturas betuminosas, permite a análise comparativa do comportamento à deformação permanente para as mesmas condições de ensaio, de várias misturas betuminosas. No entanto, trata-se de um ensaio laboratorial que simula as condições de solicitação da mistura após a sua entrada em serviço

5.3.2. Metodologia de análise de resultados

Conforme já referido, no decurso do ensaio são medidos os valores do *cavado de rodeira* ocorrido aos 1, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 60, 75, 90, 105, e 120 minutos. Os valores medidos do *cavado de rodeira* são utilizados para determinar velocidades de deformação entre dois instantes especificados.

Em geral, utilizam-se as velocidades de deformação verificadas entre os 60 e 120 minutos ($V_{60/120}$) e entre os 105 e os 120 minutos ($V_{105/120}$) minutos para exprimir os resultados do ensaio, sendo que este último valor é o utilizado em Espanha para especificar limites aceitáveis para o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste.

No Quadro 5.3 apresentam-se os valores limites considerados em Espanha para os resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório para camadas de desgaste de pavimentos, realizados de acordo com o procedimento especificado na norma NLT 173.

Quadro 5.3 - Velocidade máxima de deformação $V_{105/120}$ a 60°C para o ensaio de simulação (adaptado da Especificação da D. G. Carreteras, 1989)

Classe de tráfego pesado	TMD	Zona térmica		
		quente	média	temperada
T0	superior a 2000	15	15	20
T1	800-2000	15	15	20
T2	200-800	15	20	20
T3	50-200	20	20	---
T4	inferior a 50	20	---	---

TMD – tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada.

Os resultados do ensaio de simulação podem também ser representados num gráfico que relaciona a deformação vertical acumulada em função do tempo de ensaio. De acordo com vários autores, e com a experiência já adquirida no LNEC, é possível distinguir três fases na curva representativa da evolução da deformação obtida em ensaio de simulação, função do tempo de carga (De Hilster, E. e Van de Loo, P., 1977), semelhantes às referidas para o ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas.

Na Figura 5.15 representa-se graficamente o resultado obtido em ensaios de simulação realizado no LNEC, não se tendo atingido, em qualquer dos três ensaios realizados, o estágio 3.

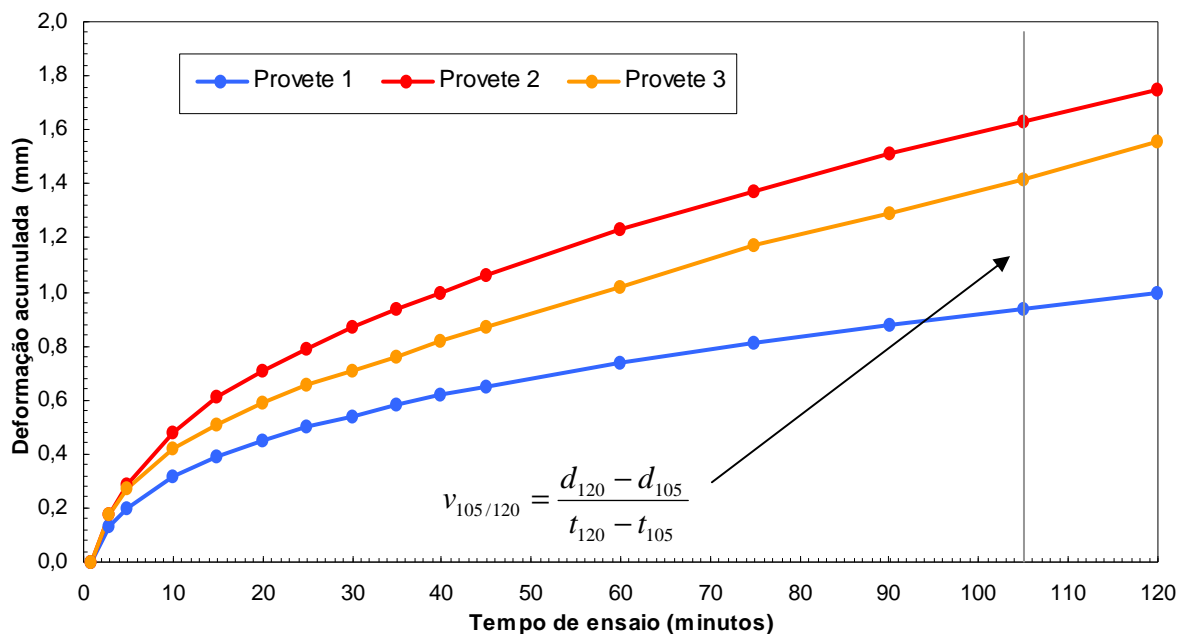


Figura 5.15 - Exemplo do resultado de ensaios de simulação em pista realizados no LNEC

5.4. Condições de serviço de misturas betuminosas em camadas de desgaste

As condições de serviço a que as camadas de desgaste são sujeitas, durante a vida útil do pavimento compreendem uma sequência de situações distintas, quer em termos de ações devidas ao tráfego, quer em termos de ações dos agentes atmosféricos (temperatura, radiação solar, vento, precipitação, etc.).

No que concerne às ações devidas ao tráfego, estas são variáveis em função do tipo de veículo, configuração dos eixos dos rodados, carga por eixo, pressão de enchimento dos rodados e velocidade de circulação. É usual considerar para efeitos de dimensionamento,

apenas as acções devidas aos veículos pesados, uma vez que as acções devidas aos veículos ligeiros são negligenciáveis quando comparadas com as primeiras.

Relativamente às acções dos agentes atmosféricos, é usual considerar os efeitos da temperatura no comportamento das misturas betuminosas, embora seja sabido que acções como a radiação solar tem efeitos de envelhecimento nas misturas betuminosas.

Idealmente, as condições a considerar quer no dimensionamento de pavimentos, quer na caracterização laboratorial dos materiais a aplicar, deveria compreender as diversas combinações de acções devidas ao tráfego e aos agentes atmosféricos, que ocorrem durante a sua vida útil.

No entanto, por forma a simplificar o processo recorre-se geralmente à consideração de “eixos-padrão” para representar as acções devidas ao tráfego, bem como a consideração de temperaturas representativas do regime de temperaturas que ocorre nas camadas betuminosas ao longo do ano.

Embora com a realização de ensaios laboratoriais se pretenda, em muitos casos, simular de uma forma acelerada os efeitos das acções a que as camadas estão sujeitas nos pavimentos, deve ter-se presente que, ao adoptar este procedimento se poderá estar a submeter os provetes a condições de ensaio que em nada se relacionam com as verificadas *in situ*.

Apresenta-se nesta secção a análise das condições de serviço a que estão submetidas as misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste, por forma a definir as condições em que se devem realizar os ensaios laboratoriais de caracterização do comportamento à deformação permanente, nomeadamente o ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas e o ensaio de simulação em pista de laboratório.

5.4.1. Aplicação da carga

As acções induzidas pela passagem dos veículos sobre os pavimentos compreendem três aspectos fundamentais, a distribuição espacial da pressão transmitida ao pavimento pelos rodados, o carácter móvel da carga, e o efeito das acções dinâmicas induzidas pelos

rodados devido à presença de irregularidade geométricas na superfície (Antunes, M. L., 1993).

A definição das características da aplicação da carga, em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, deverá simular as condições observadas *in situ*, e compreende fundamentalmente:

- i) a forma e a amplitude da tensão aplicada;
- ii) a frequência, ou tempo de carga/tempo de repouso;

A frequência ou tempo de carga/tempo de repouso a aplicar devem ser seleccionados de modo a simular as condições observadas nas camadas de desgaste de pavimentos rodoviários. Este parâmetro depende da velocidade do veículo e do comprimento “aparente” da onda de impulso da tensão a uma dada profundidade (Molenaar, J. e Molenaar, A., 2000; Ullidtz, P, 1987).

Aquando da passagem da roda de um veículo à superfície de um pavimento, a tensão vertical aplicada num dado local começa por aumentar até ao instante em que a roda está colocada sobre o local esse local, e decresce à medida que a roda se afasta. No caso do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, atendendo às limitações inerentes ao próprio ensaio, não é possível simular a rotação das tensões observadas num elemento colocado no pavimento. Refira-se, no entanto, que ao considerar-se como tensão aplicada o valor máximo a que o elemento está sujeito com a passagem dos rodados dos veículos, se adopta uma hipótese mais simples, sem no entanto se subestimarem os resultados obtidos.

Têm sido diversos, os tipos de impulsos propostos para aplicação de tensão apresentados por vários autores para estudar a influência da passagem dos rodados dos veículos no comportamento à deformação permanente das camadas betuminosas. Hanson, J. (1971) aplicou a onda triangular, Cragg, R. e Pell, P. (1971) utilizaram a onda sinusoidal, Dehelen, G. (1969) realizou ensaios com a aplicação de um impulso rectangular, enquanto Van Dijk, W. *et al* (1972) aplicaram uma onda sinusoidal modificada, denominada na terminologia inglesa por “*haversine*”, por considerarem ser representativa da passagem de um veículo sobre o pavimento.

A onda designada por “*haversine*” tem a seguinte expressão matemática (Abramowitz, M. e Stegun, I., 1972), podendo ser obtida a partir da onda sinusoidal conforme apresentado em (5.3).

$$hav(x) = \frac{1}{2}(1 - \cos x) \quad (5.3)$$

No presente trabalho, para a avaliação do comportamento à deformação permanente considera-se adequada a utilização da onda designada por “*haversine*”, por se entender ser aquela cuja forma mais se assemelha à variação de tensões verificada quando da passagem do rodado de um veículo sobre a camada de desgaste. Não se justifica a adoção de impulsos com formas mais complexas devido às inúmeras incertezas associadas ao comportamento viscoelástico dos materiais betuminosos em estudo.

No que concerne ao tempo de carga, deve ser tida em consideração a velocidade de circulação dos veículos no pavimento, a que corresponderá, para o caso do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas ao estabelecimento dos tempos de carga e de repouso.

O tempo de carga (t) (em segundos) a adoptar pode ser estimado a partir da velocidade de circulação dos veículos (V) (em km/h), e da espessura das camadas betuminosas (h) (em mm), através das relações seguintes, propostas por Brown, S. (1973).

$$\log(t) = 5 \times 10^{-4} h - 0,2 - 0,94 \log(V) \quad (5.4)$$

ou, simplificada,

$$t = \frac{1}{V} \quad (5.5)$$

No desenvolvimento da metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente que se apresenta considerou-se a aplicação da expressão (5.4). Assim, para um veículo que circule a uma velocidade de 30 km/h, e para uma camada com 6 cm de espessura, o tempo de carga a considerar é de 0,25 s.

A capacidade de um material betuminoso recuperar as deformações sofridas pela passagem dos rodados dos veículos, sob determinadas condições, tem sido objecto de estudo de vários investigadores (Van Dijk, W. *et al.*, 1972). Os impulsos aplicados *in situ* devido à passagem dos veículos não são consecutivos, sendo o tempo decorrido entre a passagem de dois veículos muito variável. No presente trabalho foram aplicados diferentes tempos de repouso, permitindo a avaliação do efeito do tempo de repouso entre dois carregamentos no comportamento à deformação permanente dos materiais ensaiados (Capítulo 6).

No presente estudo foi utilizado o ensaio de simulação em pista de laboratório para validar a metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente. Neste caso, foi considerada a aplicação de uma onda do tipo “*haversine*” com um tempo de carga de 0,3(3) s e um tempo de repouso de 1,3(3)s, nos ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas.

5.4.2. Temperatura de ensaio

Tendo em consideração o exposto anteriormente, a temperatura de ensaio adoptar é muito importante uma vez que condiciona fortemente o comportamento viscoelástico do material, e consequentemente o valor da deformação permanente sob a acção da passagem repetida do tráfego.

A maioria dos ensaios realizados laboratorialmente para caracterização do comportamento à deformação permanente preconizam a adopção de temperaturas relativamente elevadas, de 50°C ou 60°C (vd. Capítulo 4) tendo por objectivo a redução do tempo de ensaio.

No entanto, estas gamas de temperaturas estão muito próximas do ponto de amolecimento dos betumes geralmente empregues nas misturas betuminosas aplicadas em pavimentos, pelo que poderão constituir uma condição muito desfavorável para a avaliação do comportamento à deformação permanente. Julgou-se pois necessário verificar se a utilização daqueles valores nas camadas de desgaste aplicadas é justificável em Portugal.

A definição das temperaturas de ensaio propostas para a caracterização do comportamento à deformação permanente, desenvolvida neste trabalho, resulta da aplicação de métodos de previsão das temperaturas “de serviço” dos pavimentos a partir das temperaturas do ar, desenvolvidos por Picado-Santos L. (1994).

Aquele autor desenvolveu um processo para a previsão de temperaturas no interior das camadas betuminosas tendo em vista o cálculo de temperaturas “de serviço” a utilizar no dimensionamento de pavimentos, designado por PETP – Método do Espectro de Temperaturas no Pavimento.

No presente trabalho foi aplicado o PETP aos valores das temperaturas do ar registadas em quatro locais de Portugal continental, durante um período de tempo de 20 anos, definido entre 1967 e 1989, durante os meses de Junho a Setembro, por serem estes os meses mais desfavoráveis do ponto de vista das deformações permanentes. Com efeito, em termos de deformação permanente, os danos induzidos pela passagem do tráfego no Verão são muito mais significativos do que os danos induzidos de Inverno, nomeadamente em estruturas de pavimentos cujo comportamento não é principalmente condicionado pelas variações no valor do teor em água das camadas não ligadas (Picado-Santos L., 1994).

Assim, de acordo com o zonamento climático proposto por Baptista, A. (1999), baseado na variação do dano em estruturas típicas (JAE, 1984) de pavimentos flexíveis, que se divide em quatro zonas distintas, designadas por zona “quente”, zona “média – Sul”, zona “média – Norte” e zona “temperada”, seleccionaram-se quatro locais distintos – Beja, Lisboa, Porto e Braga, considerados representativos das várias condições climáticas, dado que cada um deles se insere numa das quatro zonas climáticas referidas. Seleccionou-se a profundidade de 2,5 cm, para o cálculo de temperaturas, por se considerar esta profundidade representativa para camadas de desgaste com espessuras entre 4 e 6 cm.

Em Anexo apresenta-se a variação da temperatura nas camadas betuminosas, a 2,5 cm de profundidade, para os quatro locais referidos, ao longo de um dia representativo de um mês obtido através de uma metodologia (Picado-Santos L., 1994) que emprega uma expressão de modelação da temperatura do ar para um dia, só com radiação solar directa, que é a situação mais gravosa do ponto de vista da temperatura nas camadas betuminosas de um pavimento. Aquela variação é calculada para um período de recorrência de recorrência de 20 anos. Por forma a quantificar o número de ocorrências de temperaturas verificadas a 2,5 cm de profundidades, nas camadas betuminosas elaboraram-se histogramas de frequências das temperaturas para os meses de Junho a Setembro (Figuras 5.16 a 5.19).

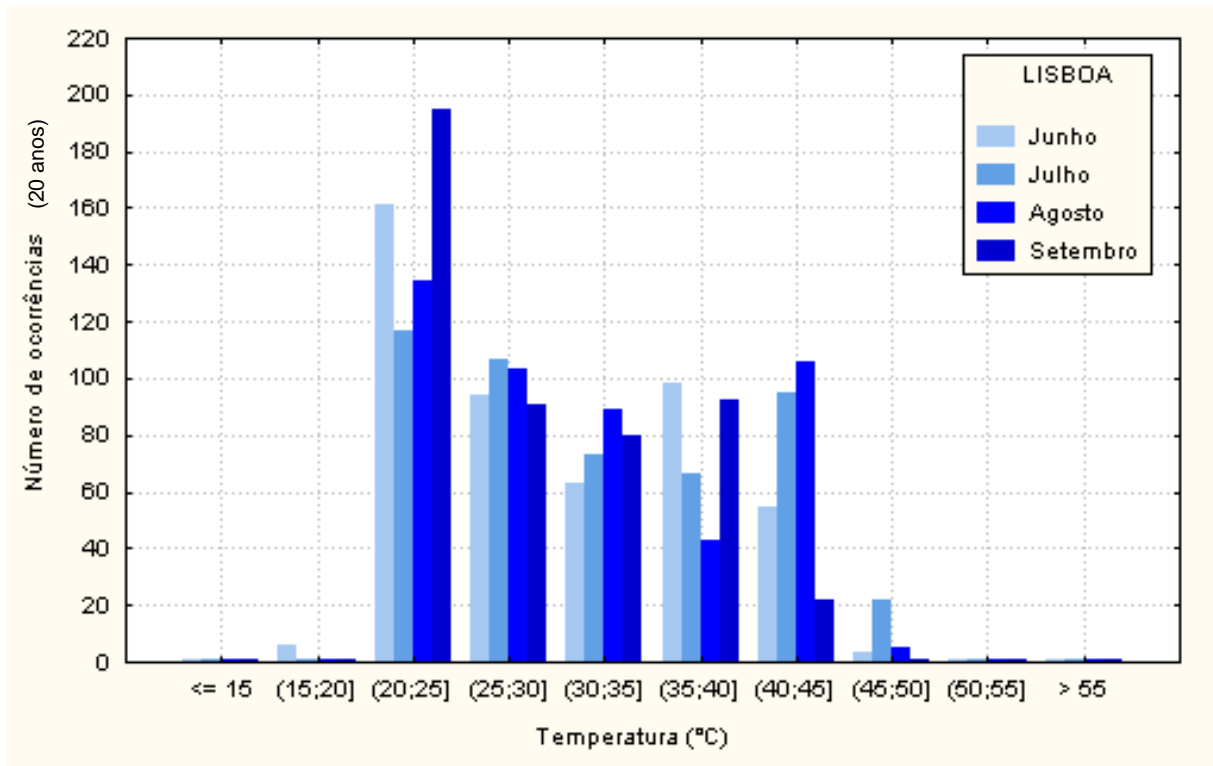


Figura 5.16 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, em Lisboa

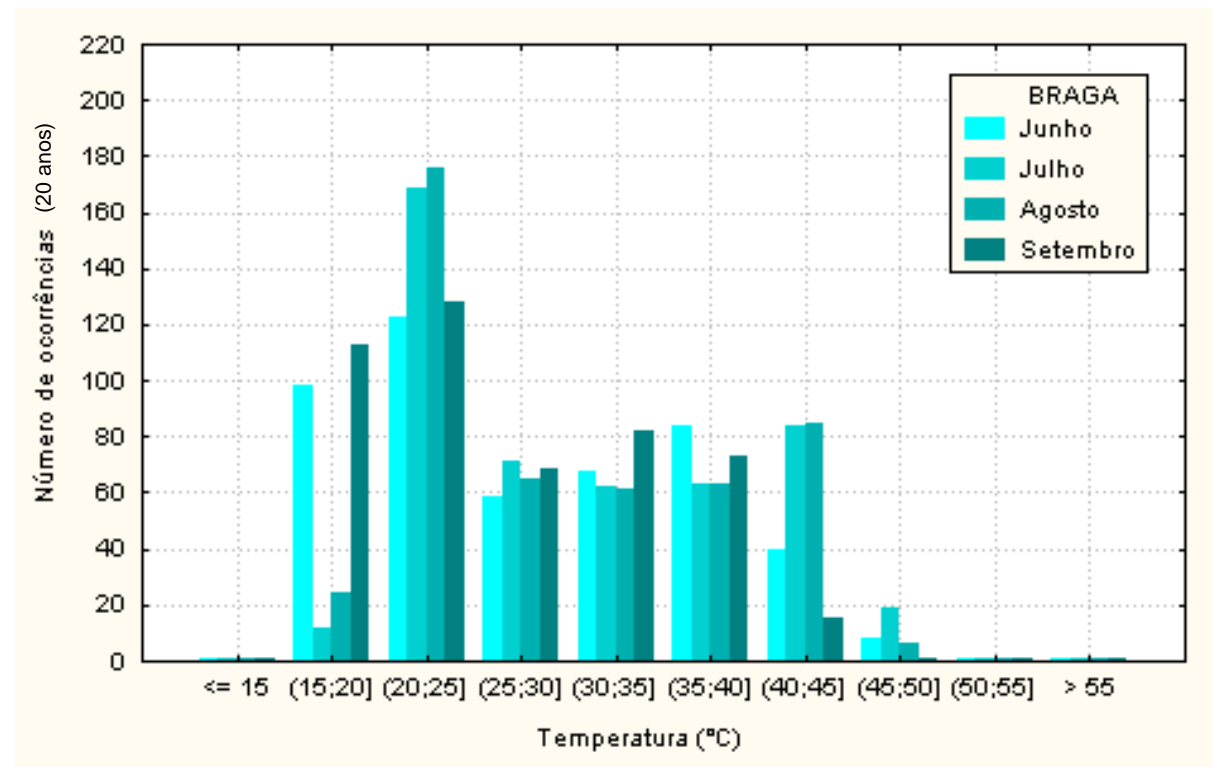


Figura 5.17 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, em Braga

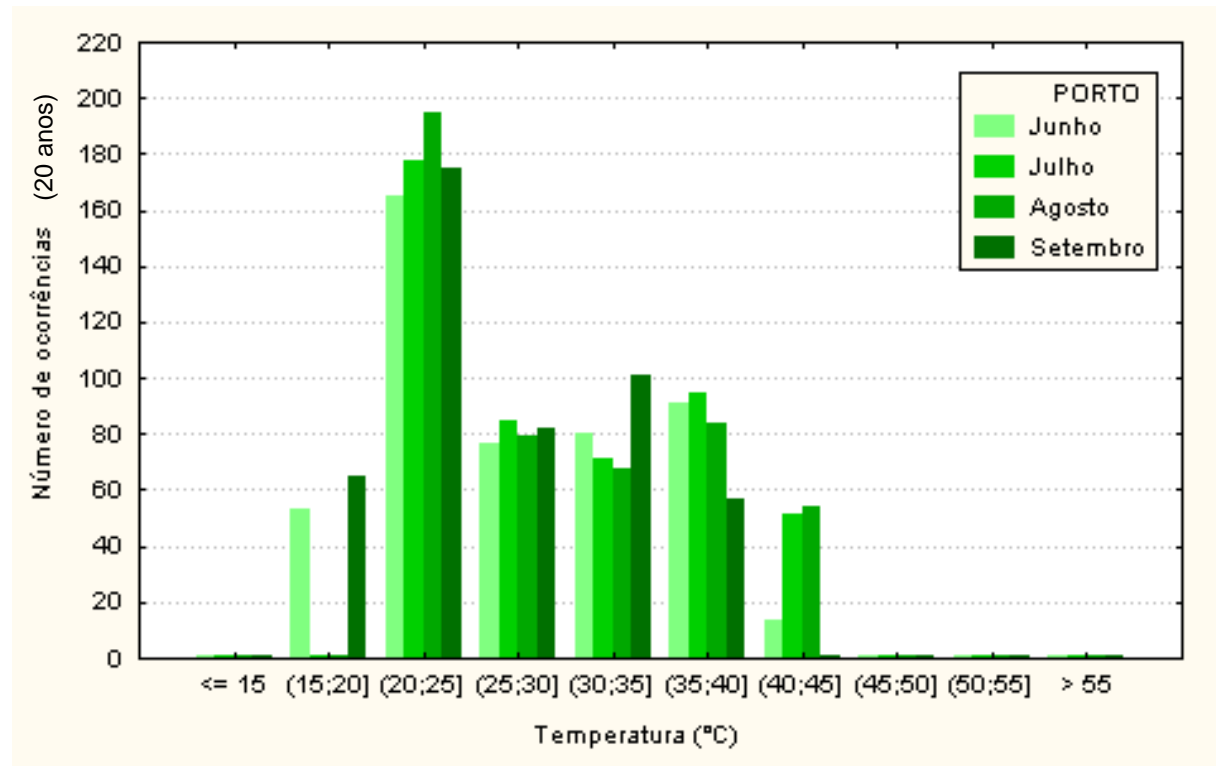


Figura 5.18 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, no Porto

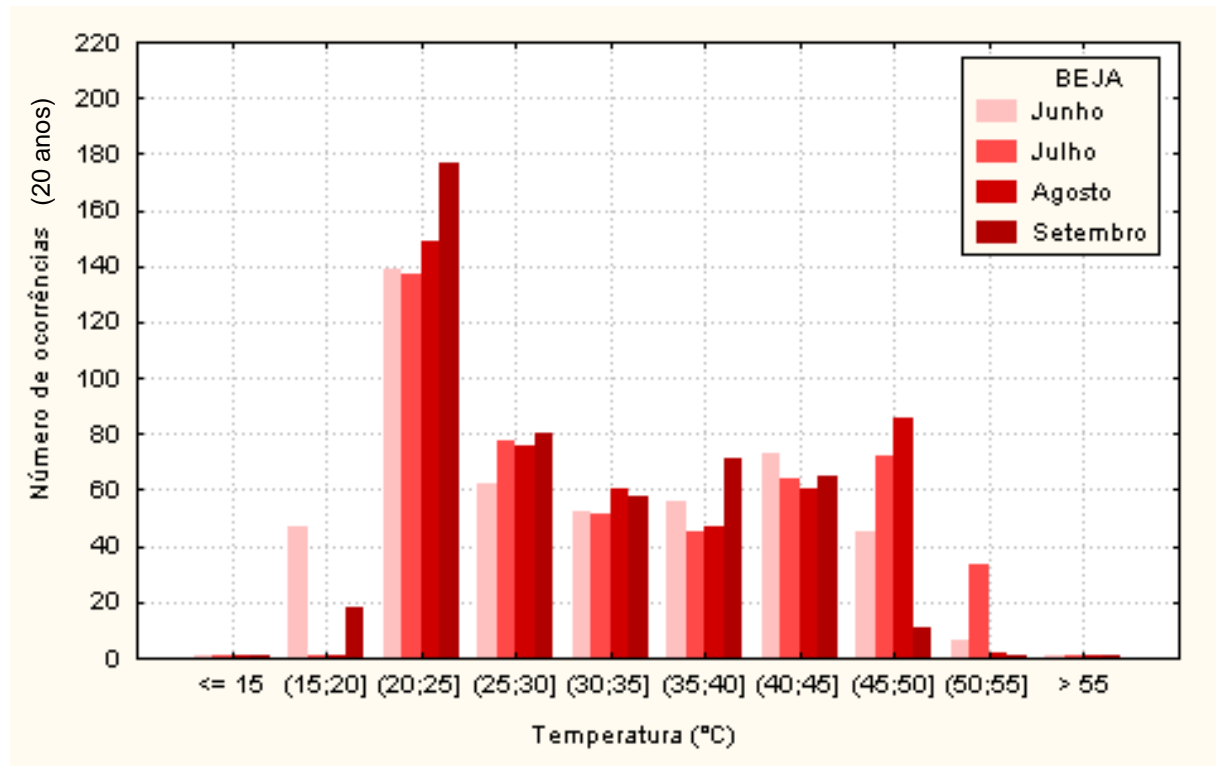


Figura 5.19 – Histograma das ocorrências das temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm, em Beja

Da análise das Figuras 5.16 a 5.19 podem tecer-se as seguintes considerações:

- I. A localidade que apresenta temperaturas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm de profundidade, mais elevadas é Beja, com um máximo de 35 valores de temperaturas entre 50°C e 55 °C, verificadas no mês de Julho;
 - a. atendendo a que a amostra total de valores das temperaturas das camadas betuminosas, a 2,5 cm de profundidade, para cada um dos meses, e para o período de recorrência de 20 anos, é de 480, verifica-se que os 35 valores referidos correspondem a 7,3% dos valores observados no mês de Julho;
 - b. considerando o conjunto dos quatro meses apresentados, Junho a Setembro, aquele valor passa para 1,8%;
- II. As cidades de Braga e Lisboa registaram algumas temperaturas no intervalo entre 45°C e 50°C (20 e 21 ocorrências);
 - a. dado que a amostra total de valores das temperaturas das camadas betuminosas, a 2,5 cm de profundidade, é de 480, verifica-se que os 20 e 21 valores registados, correspondem a 4,2% e 4,4%, dos valores observados no mês de Julho; respectivamente para Braga e Lisboa;
 - b. considerando os quatro meses apresentados, Junho a Setembro, aqueles valores passam para 1,0% e 1,1%, respectivamente;
- III. Na cidade do Porto verifica-se que as temperaturas máximas registadas se situam no intervalo definido entre 40°C e 45°C, no mês de Agosto (58 ocorrências);
 - a. a amostra total de valores das temperaturas das camadas betuminosas, a 2,5 cm de profundidade, é de 480, verifica-se que os 58 valores registados, correspondem a 12,1%;
 - b. considerando os quatro meses apresentados, Junho a Setembro, aqueles valores passam a 3,0% .

Aplicando a mesma metodologia para os quatro locais referidos, mas considerando as temperaturas máximas do ar do mês mais quente (Julho) com probabilidades acumuladas de ocorrência de 99% e de 95% e a maior amplitude térmica diária (Mendes J. *et al.*, 1989), obtêm-se as temperaturas a 2,5 cm de profundidade, para as 24 horas do dia, que tipicamente tem a probabilidade de ocorrência assinalada para as temperaturas máximas do ar. No Quadro 5.4 são apresentadas as temperaturas para as misturas betuminosas. Como se pode verificar, os resultados vêm confirmar muito aproximadamente a ordem de grandeza das temperaturas máximas que foram registadas anteriormente.

Quadro 5.4 – Temperaturas a 2,5 cm de profundidade, nas camadas betuminosas para dias extremos, para Braga, Porto, Lisboa e Beja

Locall	Probabilidade da temperatura ser igualada ou ultrapassada	Hora																							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Braga	1%	27,4	25,7	25,1	24,9	24,9	25,5	26,5	27,9	30,6	34,3	38,2	42,1	45,5	48,3	50,2	51,1	50,7	48,7	45,4	42,4	38,3	34,5	31,6	29,3
	5%	24,4	23,2	22,5	22,3	22,4	23,0	23,9	25,2	27,7	31,0	34,6	38,3	41,6	44,3	46,2	47,1	46,8	44,9	42,1	38,9	35,0	31,3	28,4	26,2
Porto	1%	29,8	28,0	27,4	27,2	26,9	27,4	28,2	29,1	31,6	34,9	38,3	41,8	44,7	47,3	49,1	50,1	49,9	48,3	45,5	43,0	39,4	36,0	33,6	31,6
	5%	25,8	24,5	23,9	23,7	23,6	23,9	24,5	25,5	27,6	30,4	33,3	36,5	39,4	41,9	43,7	44,7	44,6	43,1	40,9	38,3	34,9	31,6	29,2	27,3
Lisboa	1%	30,3	28,4	27,8	27,6	27,3	27,8	28,7	29,7	32,2	35,6	39,1	42,7	45,8	48,4	50,2	51,1	51,0	49,2	46,3	43,7	40,1	36,6	34,2	32,1
	5%	27,4	25,9	25,3	25,1	24,9	25,4	26,1	27,0	29,4	32,4	35,6	39,0	42,0	44,5	46,3	47,3	47,2	45,6	43,1	40,4	36,9	33,5	31,1	29,1
Beja	1%	28,1	26,2	25,5	25,4	25,5	26,4	27,7	29,4	32,7	37,1	41,7	46,3	50,0	53,2	55,1	55,8	55,2	52,8	48,7	45,3	40,7	36,3	33,1	30,3
	5%	24,6	23,2	22,5	22,3	22,5	23,3	24,5	26,1	29,2	33,1	37,3	41,7	45,3	48,4	50,3	51,1	50,5	48,2	44,7	41,1	36,7	32,5	29,2	26,5

Pode assim concluir-se ser excessiva, atendendo às condições climáticas observadas em Portugal, a adopção de temperaturas de ensaio em laboratório da ordem dos 60°C.

Recomenda-se pois a adopção de temperaturas de ensaio para caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas entre os 40°C e os 50°C, consoante a zona climática em que se situa o pavimento (Quadro 5.5).

Quadro 5.5 – Temperaturas de ensaio propostas

Zona climática	Temperatura (°C)
Zona quente	50°C
Zona média – Sul e zona média - Norte	45°C
Zona temperada	40°C

No presente trabalho realizaram-se ensaios a diferentes temperaturas de ensaio (30°C; 40°C; 50°C e 60°C), por forma a avaliar a influência deste parâmetro no comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente.

A temperatura de ensaio a adoptar para a caracterização do comportamento à deformação permanente deve pois traduzir as condições de serviço mais condicionantes, ou seja, as temperaturas mais elevadas e mais frequentes, como se indicou.

Quando se estabelece, por qualquer metodologia, a temperatura de serviço para efeitos de dimensionamento, adopta-se uma temperatura que permite estabelecer o dano no pavimento levando em conta as diferentes condições de serviço ao longo da sua vida útil. Está assim a usar-se uma temperatura que pondera a influência das condições mais gravosas com as menos gravosas, para efeitos de cálculo do dano. Esta temperatura não deve, no entanto, indiciar a temperatura de laboratório a adoptar e que permita ensaiar diferentes misturas e detectar diferenças no seu comportamento à deformação permanente. Quanto muito poderá constituir um limite inferior de um leque de valores, a que se devem ensaiar as misturas betuminosas para ter o completo conhecimento do seu comportamento para diferentes condições de funcionamento. Temperaturas inferiores porque para temperatura menores que essa, geralmente não se conseguem distinguir diferenças de comportamentos entre misturas.

5.5. Proposta de metodologia para avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas

O comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente pode ser afectado por diversos factores, como sejam as características dos constituintes das misturas betuminosas, os agregados e o ligante betuminoso, as suas percentagens relativas na composição das misturas, as características de compactidade e as metodologias de compactação, e ainda as condições de serviço, nomeadamente a temperatura a as acções devidas ao tráfego.

A avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas requer técnicas e equipamento de ensaio adequados. Neste capítulo descreveram-se de uma forma mais pormenorizada as técnicas de ensaio que se consideram mais adequadas, para caracterizar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas. Nomeadamente, o ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas e o

ensaio de simulação em pista de laboratório, que será utilizado neste estudo, para validação da metodologia proposta, para avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.

Foram consideradas as condições de serviço verificadas nas camadas de desgaste dos pavimentos, como sejam o estado de tensão, a velocidade de circulação dos veículos e a temperatura das camadas, por forma a definir as condições de ensaio em laboratório que as simulem adequadamente.

Foi implementada uma metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas, na qual este material é idealizado como um material viscoelástico, utilizando o modelo de Burgers. A obtenção dos parâmetros do modelo reológico de Burgers resulta da interpretação dos resultados do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, realizados em condições que se consideram representativas das observadas in situ.

Anota-se que, através da metodologia proposta, é possível avaliar apenas o comportamento à deformação permanente no decurso da fase 2 (fase linear), uma vez que se considera que este é o tipo de comportamento que ocorre no decurso de grande parte da vida útil dos pavimentos, sendo desejável que a fase final (correspondentes à rotura) não venha a ocorrer durante aquela vida útil.

Na Figura 5.20 apresenta-se o esquema do conjunto de operações a efectuar para a avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas através da metodologia proposta no presente trabalho.

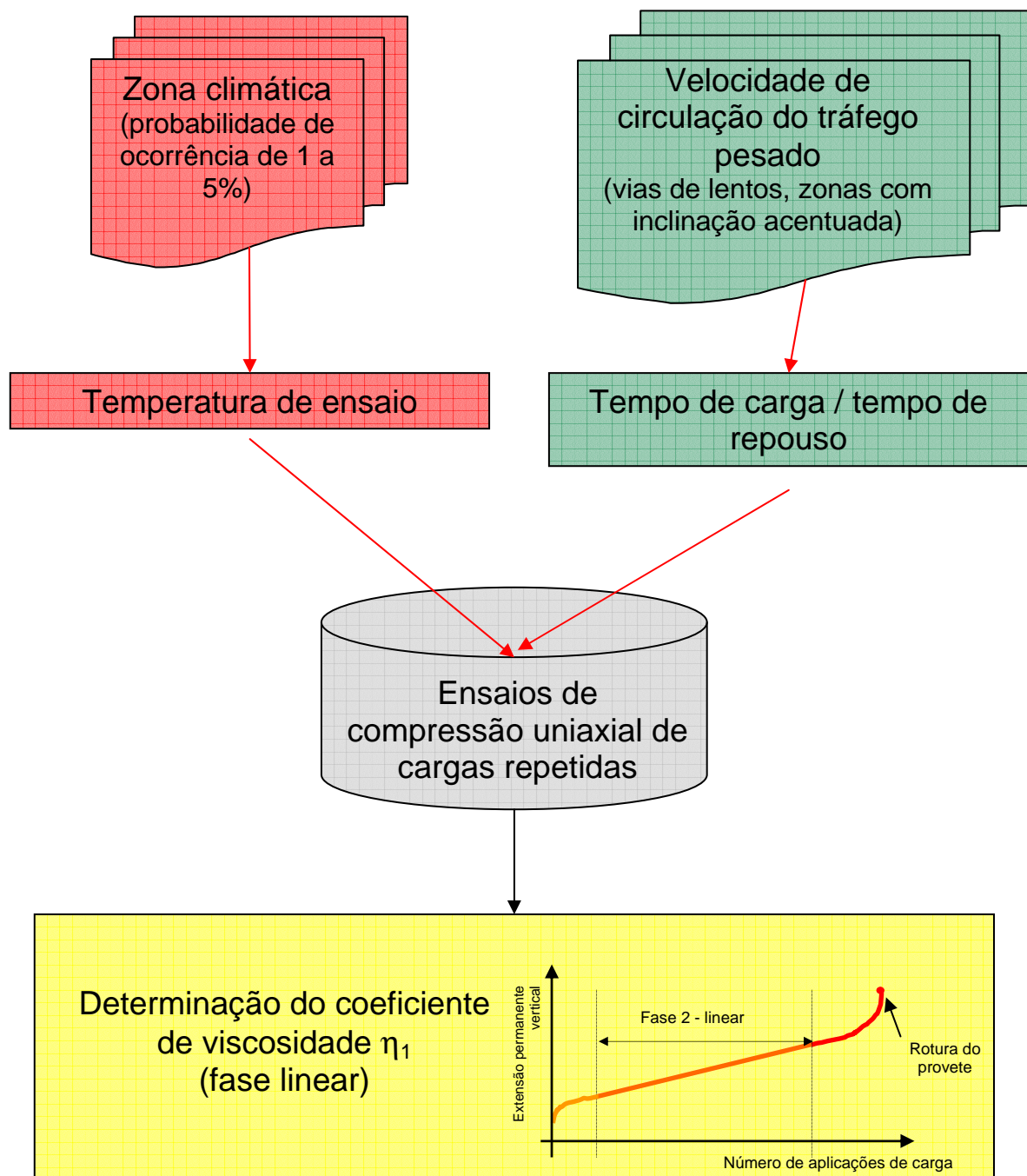


Figura 5.20 – Metodologia para avaliação do comportamento à deformação permanente (fase linear)

Os parâmetros determinados através da metodologia proposta constituem um dado essencial para a adopção de métodos de dimensionamento incrementais que tenham em conta as deformações permanentes das misturas betuminosas.

A adopção de tais métodos de dimensionamento foi recomendada no âmbito da Acção COST 333 (COST 333, 1999) tendo em vista a melhoria das praticas actualmente utilizadas

para o dimensionamento de pavimentos com camadas de desgaste betuminosas. Nos métodos incrementais é determinado, o incremento de tempo, caracterizado por determinadas acções de tráfego e condições climáticas, o acréscimo de “dano” induzido no pavimento, efectuando-se o cálculo dos danos acumulados ao longo da vida de projecto, de acordo com o organigrama da Figura 5.21.

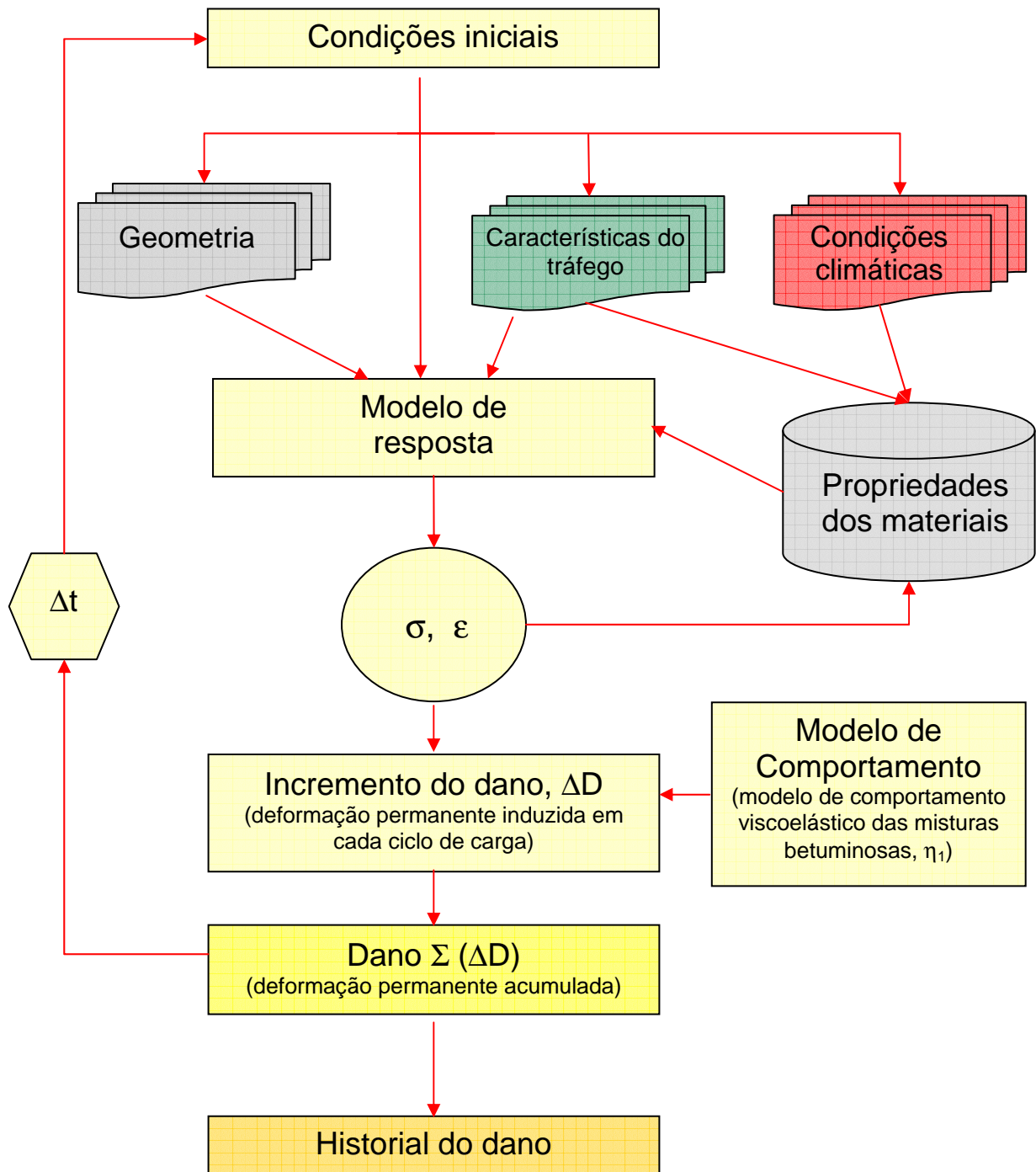


Figura 5.21 – Métodos de dimensionamento incrementais (adaptado de COST 333, 1999)

Capítulo 6

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1. Introdução

Neste capítulo apresentam-se os resultados da aplicação da metodologia proposta no capítulo anterior (Capítulo 5) a duas misturas betuminosas aplicadas na camada de desgaste de dois pavimentos rodoviários recentemente construídos em Portugal. Este estudo compreendeu a caracterização dos constituintes das misturas, bem como a caracterização do seu comportamento à deformação permanente, através da realização de ensaios laboratoriais de compressão uniaxial de cargas repetidas e ainda de ensaios de simulação em pista de laboratório. Em complemento, foram ainda realizados ensaios de compressão uniaxial estáticos.

Posteriormente, procedeu-se à comparação dos valores das deformações permanentes obtidos experimentalmente em ensaio de simulação em pista de laboratório, com os valores obtidos por cálculo, através de modelação numérica, considerando os parâmetros deduzidos do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, e adoptando o modelo de Burgers para traduzir o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas estudadas.

Os ensaios de compressão uniaxial estáticos e de cargas repetidas foram realizados a várias temperaturas, tendo-se adoptado diferentes tipos de pré-condicionamento e/ou tempos de carga e de repouso, por forma a analisar a influência daqueles parâmetros no comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas estudadas. No que respeita aos ensaios de simulação em pista, efectuaram-se igualmente ensaios a diferentes temperaturas para avaliar a influência daquele parâmetro nos resultados obtidos.

As misturas betuminosas analisadas foram as aplicadas nas camadas de desgaste dos pavimentos do IP7/A6, em Elvas, e da EN14, em Braga. Estas misturas foram seleccionadas por representarem misturas com características distintas, nomeadamente no que concerne à forma e natureza dos agregados, tendo-se também constatado a existência de diferenças significativas nas características dos betumes empregues nas duas misturas.

A mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste do IP7/A6 foi realizada com uma mistura de agregados de natureza siliciosa de origem aluvionar, posteriormente britados (fracção grossa) e de agregados calcário britados (fracção fina – areia). O ligante betuminoso utilizado foi um betume com penetração nominal 35/50.

O trabalho iniciou-se em 1998, durante a construção do sub-lanço definido entre Vila Boim e a Variante Norte de Elvas, com a recolha de amostras da mistura betuminosa a aplicar na camada de desgaste, na central betuminosa, e posterior caracterização laboratorial. Previamente tinham sido entregues no LNEC amostras das várias fracções granulométricas da mistura de agregados, do betume e do aditivo utilizados no fabrico daquela mistura betuminosa.

Em Março de 2000 realizou-se uma campanha de extracção de tarolos do pavimento, tendo sido parte deles extraídos na zona entre as rodeiras, e os restantes na zona de passagem dos rodados dos veículos, em locais distribuídos ao longo do trecho definido. Foram ainda extraídas lajetas para ensaio de simulação em pista, bem como tarolos, junto ao local de extracção das lajetas.

A realização desta campanha de ensaios teve o apoio da Brisa – Auto – Estradas de Portugal, S.A., actual concessionária do lanço do IP7/A6 em estudo, através do Centro de Assistência e Manutenção de Estremoz.

Relativamente à EN14, a mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste é constituída por uma mistura de agregados de natureza granítica, correspondendo a um tipo de agregado muito utilizado em misturas betuminosas, na zona norte do país, e por um betume com penetração nominal 35/50, ligante betuminoso cada vez mais aplicado na confecção de misturas betuminosas aplicadas em Portugal neste tipo de camadas.

Em Julho de 2000 procedeu-se à recolha de amostras de mistura betuminosa não compactada à saída da espalhadora, bem como de tarolos e de lajetas da camada de desgaste já executada no pavimento da EN14, para posterior caracterização laboratorial.

6.2. Condições de ensaio adoptadas

Conforme referido anteriormente, foram realizados três tipos de ensaios para a caracterização do comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas em estudo, adoptando-se diversas condições de ensaio, por forma a avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento à deformação permanente dos materiais em estudo.

No Quadro 6.1 enumeram-se os ensaios efectuados e as respectivas condições de preparação dos provetes e de execução dos ensaios.

Quadro 6.1 – Condições de preparação dos provetes e de execução dos ensaios realizados

Ensaio	Preparação dos provetes			Realização do ensaio	
	Fabrico	Pré-condicionamento		Aplicação da carga	Temperatura
		Aplicação da carga	Temperatura		
Compressão uniaxial estático	extracção do pavimento	0; 500 e 1500 ciclos em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, carga axial tipo <i>haversine</i> ($F_{\text{axial}}^{\text{pico}} = 7,2 \text{ kN}$; $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$)	30°C 40°C 60°C	carga estática $F_{\text{axial}} = 2 \text{ kN}$ $t_{\text{carga}} = 1 \text{ ou } 60 \text{ min}$ $t_{\text{repouso}} = 20 \text{ ou } 60 \text{ min}$	30°C 40°C 60°C
Compressão uniaxial de cargas repetidas	extracção do pavimento	1500 ciclos em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, carga axial tipo <i>haversine</i> ($F_{\text{axial}}^{\text{pico}} = 7,2 \text{ kN}$; $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$)	30°C 40°C 50°C 60°C	Carga repetida, tipo <i>haversine</i> $F_{\text{axial}} = 2 \text{ kN}$ $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$ $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$	30°C 40°C 50°C 60°C
Simulação em pista de laboratório	moldagem em laboratório	---	---	carga rolante com 900 kPa, a 24 ciclos/minuto	40°C 50°C 60°C
	extracção do pavimento	---	---	carga rolante com 900 kPa, a 24 ciclos/minuto	40°C 60°C

Com o ensaio de compressão uniaxial estático, efectuado sobre provetes extraídos do pavimento, pretendeu-se estudar a influência que o pré-condicionamento dos provetes tem no comportamento à deformação permanente. Foram utilizados três tipos de pré-condicionamento, correspondentes à aplicação de 0, 500 e 1500 ciclos em ensaio de

compressão uniaxial de cargas repetidas. Anota-se que o pré-condicionamento através da aplicação de 1500 ciclos foi o seleccionado como situação “padrão”, por corresponder à fase inicial do ensaio de simulação em pista, na qual se observam velocidades de deformação variáveis.

Com os ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, bem como com os ensaios de simulação em pista de laboratório, realizados sobre provetes recolhidos do pavimento, pretendeu-se estudar a influência da temperatura de ensaio no comportamento dos materiais betuminosos. Assim, além da temperatura de 60°C, utilizada na generalidade dos ensaios de caracterização do comportamento à deformação permanentes, nos diversos institutos de investigação, e preconizada nas normas do ensaio de simulação em pista de laboratório, julgou-se necessário proceder à caracterização do comportamento das misturas betuminosas a outras temperaturas de ensaio, atendendo aos valores das temperaturas verificadas nas camadas de desgaste, a 2,5 cm de profundidades, apresentados no Capítulo 5.

A força de 7,2 kN, aplicada durante a realização dos ensaios corresponde a uma pressão de 0,9 MPa, igual à preconizada na norma de ensaio NLT 173, do ensaio de simulação em pista de laboratório. A força de 2 kN traduz a pressão aplicada pela passagem dos pneus dos veículos pesados em circulação nos pavimentos portugueses (da ordem de 0,5 a 0,7 MPa).

A identificação dos provetes para ensaio foi estabelecida de acordo com a nomenclatura que se apresenta em seguida (Quadro 6.2). As designações adoptadas estão relacionadas com o local de recolha das misturas betuminosas, o tipo de ensaio a que cada provete foi submetido, o tipo de compactação (em laboratório ou em obra), e as características volumétricas da mistura compactada, expressas pelo valor da porosidade, bem como as condições de ensaio (pré-condicionamento e temperatura aplicados).

Refira-se que, no que concerne às características volumétricas, a adopção do valor de 3% de porosidade como limite dos intervalos definidos, resulta de se considerar ser aquele o valor mínimo aceitável, abaixo do qual as deformações permanentes registadas são fortemente condicionadas pelo índice de vazios (vd. Capítulo 2). Este é também o valor mínimo preconizado no Caderno de Encargos da Obras de Pavimentação (JAE, 1998).

Quadro 6.2 – Nomenclatura de identificação dos provetes para ensaio

Classificação adoptada	
Local de recolha das misturas betuminosas	
IP7/A6 – Itinerário Principal 7/Auto estrada 6 EN14 – Estrada Nacional 14	
Ensaio a que cada provete é submetido	
UE – ensaio de compressão uniaxial estático SP – ensaio de simulação em pista de laboratório UR – ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas	
Número de réplicas	
Numeração sequencial	
Características dos provetes	Tipo de compactação
	Porosidade
L – provete compactado em laboratório P – provete extraído do pavimento	
V3 – porosidade inferior ou igual a 3% V4 – porosidade superior a 3%	
Condições de ensaio	Temperatura
	Pré-condicionamento conferido ao provete (quando aplicável)
60 – temperatura de ensaio de 60°C 50 – temperatura de ensaio de 50°C 40 – temperatura de ensaio de 40°C 30 – temperatura de ensaio de 30°C	
0 – sem pré-condicionamento inicial 500 – aplicação de 500 ciclos em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas 1000 – aplicação de 1000 ciclos em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas	

Apresentam-se como exemplo:

(IP7/A6)UE1PV360-0 – provete do Iterinário Prinicipal 7/Auto Estrada 6, submetido ao ensaio de compressão Uniaxial Estático, recolhido do Pavimento, com porosidade inferior ou igual a 3%, ensaiado a 60°C, com a aplicação de 0 ciclos no pré-condicionamento do provete.

(EN14)SP6LV450 - provete da Estrada Nacional 14, submetido ao ensaio de Simulação em Pista, compactado em Laboratório, com porosidade superior a 3%, ensaiado a 50°C.

6.3. Camada de desgaste do pavimento do IP7/A6

6.3.1. Breve descrição da obra

O Itinerário Principal 7/Auto – Estrada A6 (IP7/A6) faz parte integrante do Plano Rodoviário Nacional estabelecido em 1985, proporcionando a ligação entre Lisboa e Caia, e está inserido na E90 (Estrada Europeia de referência), permitindo a comunicação rodoviária entre as duas capitais peninsulares – Lisboa e Madrid. Na Figura 6.1 apresenta-se a localização do trecho em estudo.

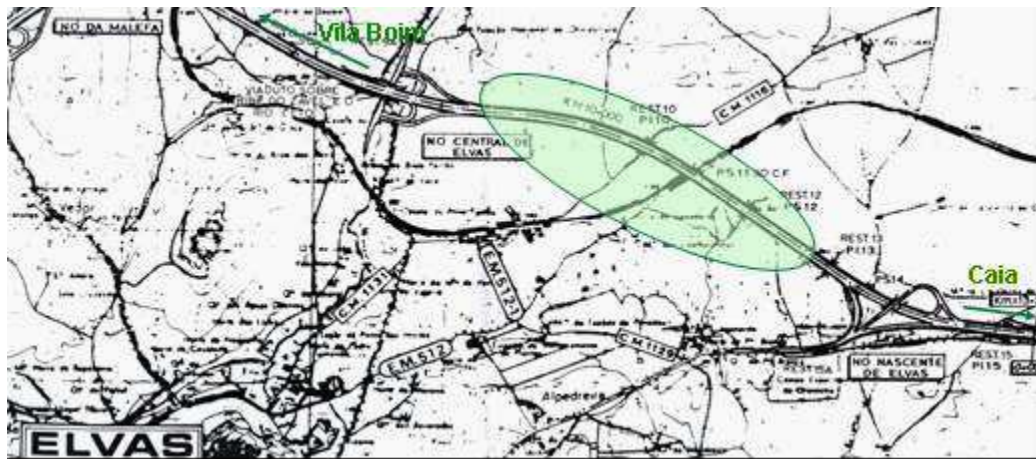


Figura 6.1 – Localização do trecho do IP7/A6, em estudo

O sub-lanço definido entre Vila Boim e a Variante Norte de Elvas, está inserido no Itinerário Principal 7, apresentando uma extensão de cerca de 14 km, e está articulado com a rede viária adjacente através de seis nós desnivelados.

O perfil transversal tipo em secção recta, é composto por duas faixas de rodagem de 7,5 m, duas bermas esquerdas de 1,0 m, duas bermas direitas de 3,0 m e um separador central com 9,0 m de largura.

De acordo com o estudo geológico – geotécnico realizado no âmbito do projecto de execução da obra, ao longo do traçado são intersectadas diversas unidades geológicas do câmbrio, formações de rochas eruptivas, formações de rochas filoneanas e terrenos do pré-câmbrio. Para efeitos de dimensionamento do pavimento, foi considerado o valor de

70 MPa (correspondente a uma classe de fundação F2, definida no “Manual de Concepção de Pavimentos” da ex-JAE), para a fundação do pavimento, como sendo o valor representativo dos aterros existentes no trecho. Os elementos de tráfego considerados para o dimensionamento do pavimento da plena via são os que constam do Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Elementos de tráfego considerados para o dimensionamento do pavimento do IP7/A6, no sub-lanço em análise

Elementos	Valor
Coeficiente de agressividade (eixos padrão de 80 kN)	5
TMDp	903
Taxa média de crescimento	1,4%

TMDp – tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada.

A solução considerada para o pavimento do sub-lanço em estudo é do tipo flexível, sendo composto por uma camada de material granular com 0,20 m de espessura, duas camadas de macadame betuminoso com 0,09 m de espessura cada, e por uma camada de desgaste em betão betuminoso com 0,05 m de espessura, totalizando uma espessura de 0,43 m. Para efeitos de dimensionamento do pavimento foram considerados, para as duas camadas betuminosas valores de módulos de deformabilidade de 4800 MPa e 6200 MPa, respectivamente, para a camada de desgaste e para as camadas de macadame betuminoso. Para a camada granular considerou-se um módulo de 150 MPa.

Na Figura 6.2 apresenta-se de forma esquemática a constituição do pavimento do sub-lanço em estudo, do IP7/A6.

A Figura 6.3 ilustra as operações de espalhamento e posterior compactação da mistura betuminosa da camada de desgaste do IP7/A6. Na Figura 6.4 apresenta-se uma vista geral do pavimento do IP7/A6, após entrada em serviço.



Figura 6.2 – Estrutura do pavimento flexível do sub-lanço Vila Boim/Caia, do IP7/A6



Figura 6.3 – Aplicação, espalhamento e compactação da mistura betuminosa na camada de desgaste do IP7/A6, no sub-lanço em estudo



Figura 6.4 – Vista do trecho do IP7/A6, no sentido de Caia/Vila Boim, após entrada em serviço

6.3.2. Características dos materiais aplicados na camada de desgaste

6.3.2.1. Introdução

Como referido, foi recolhida em Maio de 1998 na central betuminosa, uma amostra de betão betuminoso antes de este ser aplicado na camada de desgaste, no trecho definido entre os pontos quilométricos 10+200 e 10+500, designada ao longo deste trabalho como *mistura betuminosa não compactada*.

Colocada a camada de desgaste, procedeu-se à extracção de tarolos com 0,10 m de diâmetro, distribuídos ao longo do trecho anteriormente definido, quer na zona das rodeiras, quer na zona definida entre as rodeiras. Após a medição das espessuras das camadas betuminosas constituintes do pavimento em estudo (camada de desgaste e camada de macadame betuminoso), procedeu-se à separação das diferentes camadas por serragem. Procedeu-se ainda à extracção de lajetas, na berma do pavimento, por esta apresentar a mesma mistura betuminosa que a aplicada na camada de desgaste da plena via, e vários tarolos com 0,10 m de diâmetro. Foram entregues no LNEC amostras das fracções granulométricas que compõem a mistura de agregados e do ligante betuminoso e aditivo utilizados.

Nas secções seguintes apresentam-se os resultados da caracterização laboratorial do betão betuminoso e dos seus constituintes: agregados e betume, com ou sem aditivo.

6.3.2.2. Agregados

A mistura de agregados do betão betuminoso aplicado na camada de desgaste é composta por três fracções granulométricas, sendo as fracções de maiores dimensões (brita 12/18 e brita 6/12) constituídas por material silicioso de origem aluvionar, oriundo da Ribeira do Guadiana, posteriormente britado. A outra fracção é de origem calcária (areia 0/6). Foi ainda utilizado “filer recuperado” no fabrico da mistura.

Massas volúmicas e absorção de água da mistura de agregados

O ensaio para determinação das massas volúmicas e da absorção de água foi efectuado sobre as fracções 6/12 e 12/18 de agregado aluvionar britado constituintes da mistura de

agregadas, de acordo com as normas portuguesas NP 954 – “*Inertes para argamassas e betões – Determinação das massas volúmicas e da absorção de água e areias*” e NP 581 – “*Inertes para argamassas e betões – Determinação das massas volúmicas e da absorção de águas de britas*”. No Quadro 6.4 apresentam-se os valores obtidos.

Quadro 6.4 – Massas volúmicas e absorção de água (IP7/A6)

Características		Fracção 6/12	Fracção 12/18
Massas volúmicas (g/cm ³)	Material impermeável	2,66	2,66
	Partículas secas	2,60	2,61
	Partículas saturadas	2,62	2,63
Absorção de água (%)		0,8	0,8

Quando comparados com os valores constantes do Caderno de Encargos – Tipo (JAE, 1998) constata-se que os valores da absorção de água obtidos cumprem o valor limite especificado de 2,0 %. No que concerne aos valores das massas volúmicas, aqueles estão dentro da ordem de grandeza dos valores usualmente obtidos para agregados de origem aluvionar (Freire, A. C., 1993).

Análise granulométrica

A análise granulométrica de cada uma das fracções de agregados e da mistura de agregados recuperados, após extracção do ligante betuminoso por lavagem com um solvente, foi efectuada segundo as especificações do LNEC E 233 – “*Agregados – Análise granulométrica*” e LNEC E 235 – “*Determinação da quantidade de material que passa no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM*”.

No Quadro 6.5 apresentam-se os resultados dos ensaios efectuados sobre as diversas fracções granulométricas. Na Figura 6.5 representam-se as curvas granulométricas obtidas para as fracções granulométricas constituintes da mistura de agregados.

No Quadro 6.6 e na Figura 6.6 apresentam-se os resultados dos ensaios efectuados sobre as misturas de agregados recuperadas da mistura betuminosa não compactada e da mistura betuminosa extraída do pavimento sob a forma de tarolos, após a extracção do betume por centrifugação. Apresenta-se ainda o fuso granulométrico preconizado no Caderno de Encargos – Tipo para este tipo de mistura (JAE, 1998).

Quadro 6.5 - Granulometria das fracções granulométricas (IP7/A6)

Peneiros ASTM (abertura da malha)	Material passado (%)			
	Brita 12/18	Brita 6/12	Areia 0/6	Filer
1" (25,4 mm)	100	---	---	---
¾" (19,0 mm)	99,0	100	---	---
5/8" (15,9 mm)	---	---	---	---
½" (12,5 mm)	40,7	99,2	---	---
3/8" (9,52 mm)	3,7	86,9	100	---
Nº4 (4,75 mm)	0,7	5,1	90,5	---
Nº10 (2,00 mm)	0,5	2,4	61,4	100
Nº20 (0,85 mm)	0,5	2,2	45,4	99,2
Nº40 (0,425 mm)	0,5	2,1	36,2	96,3
Nº60 (0,250 mm)	0,5	2,0	29,3	91,7
Nº140 (0,160 mm)	---	---	17,9	75,5
Nº200 (0,075 mm)	0,4	1,7	13,9	64,5

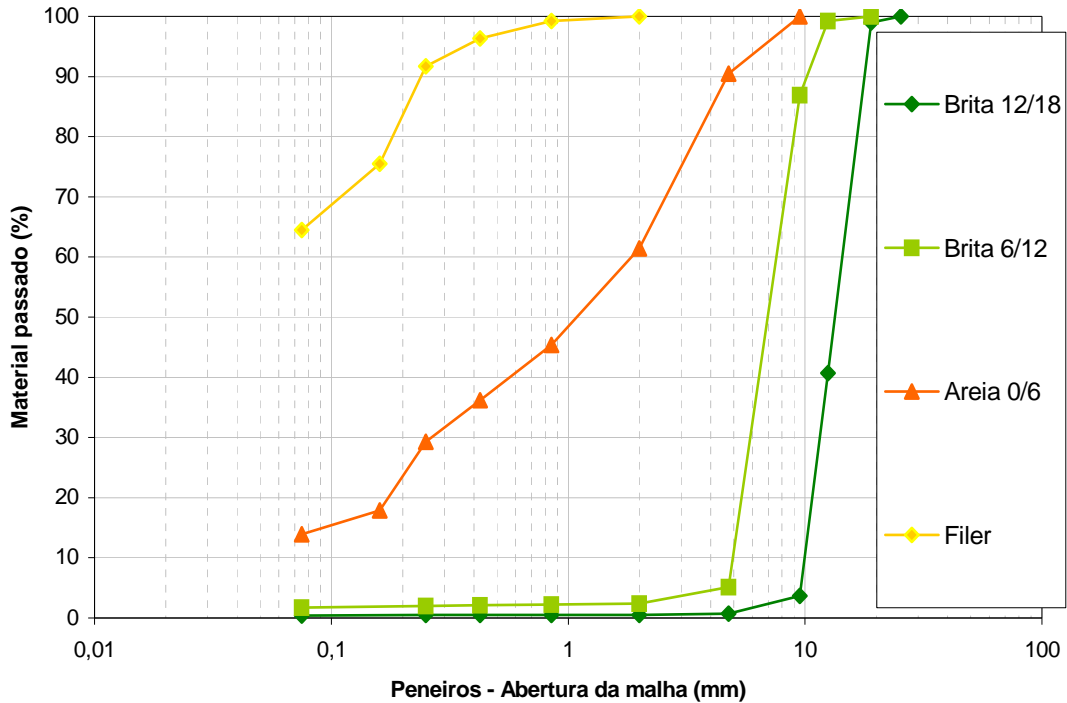


Figura 6.5 – Curvas granulométricas das várias fracções de agregados (IP7/A6)

Quadro 6.6 - Granulometria da mistura de agregados recuperados (IP7/A6)

Peneiros ASTM (abertura da malha)	Material passado (%)		
	Mistura betuminosa não compactada	Mistura betuminosa obtida dos tarolos (n ^{os} 23+24+28+30)	Fuso granulométrico do Caderno de Encargos – Tipo (JAE, 1998)
¾" (19,0 mm)	100,0	100,0	---
5/8" (16,0 mm)	---	---	100,0
½" (12,5 mm)	86,1	92,2	80 - 88
3/8" (9,52 mm)	73,5	83,2	---
Nº4 (4,75 mm)	46,2	54,0	66 - 76
Nº10 (2,00 mm)	30,4	36,1	25 - 40
Nº20 (0,85 mm)	21,0	24,0	---
Nº40 (0,425mm)	16,8	18,8	10 -18
Nº80 (0,177mm)	12,3	13,1	7 -13
Nº200 (0,075mm)	8,2	7,8	5 -9

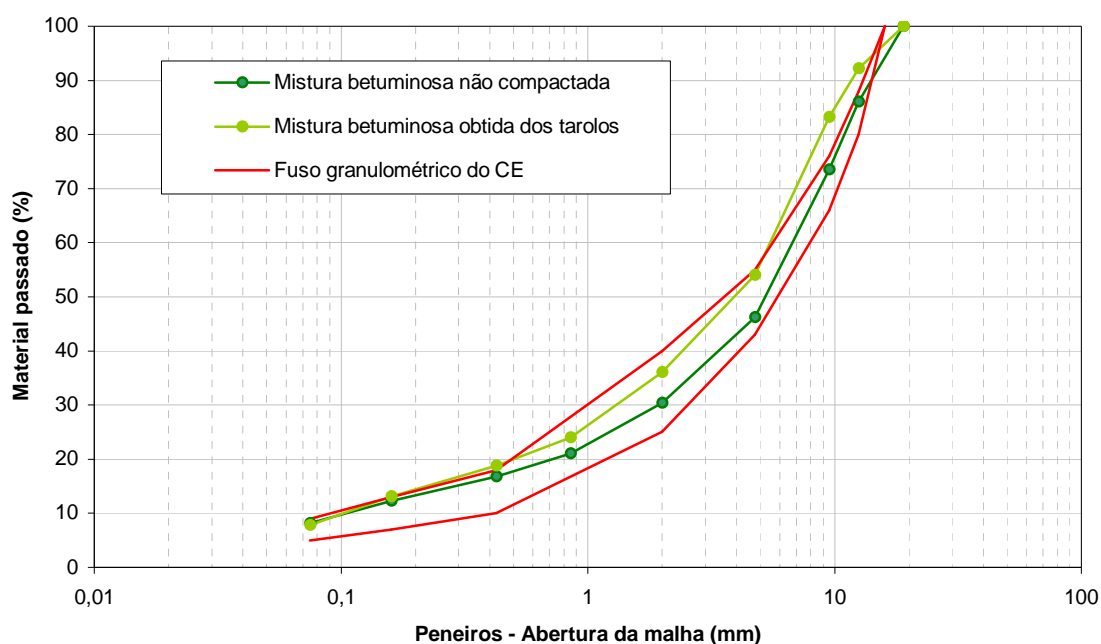


Figura 6.6 – Curvas granulométricas da mistura de agregados recuperados (IP7/A6)

As curvas granulométricas obtidas para as misturas de agregados inserem-se, na generalidade, dentro do fuso granulométrico especificado no Caderno de Encargos – Tipo, para este tipo de mistura betuminosa, a aplicar em camada de desgaste. No que concerne

ao material obtido a partir dos tarolos, observa-se uma ligeira redução do material pertencente às fracções mais grossas, admitindo-se que esta redução resulta da fractura de algumas partículas durante a compactação conferida à mistura.

Forma das partículas de agregado

Procedeu-se à determinação da forma das partículas dos agregados das fracções 6/12 e 12/18 de acordo com a especificação de ensaio inglesa BS 812:1960 – “*Methods for Sampling and Testing of Mineral Aggregates, Sands and Fillers. Sampling, Size, Shape and Classification*”. No Quadro 6.7 apresentam-se os valores obtidos.

Quadro 6.7 – Índices de lamelação e alongamento (IP7/A6)

Amostra	Índice de lamelação	Índice de alongamento
Brita 6/12	14%	12%
Brita 12/18	11%	12%

Os valores dos índices de lamelação e de alongamento obtidos cumprem o especificado no Caderno de Encargos – Tipo, para este tipo de mistura, cujo valor máximo admissível é de 25% (JAE, 1998).

Percentagem de material britado

De acordo com o Caderno de Encargos – Tipo da ex-JAE (JAE, 1998), os agregados devem ser constituídos por materiais pétreos britados, provenientes da exploração de pedreiras ou seixeiros, devendo neste caso apresentar no mínimo três faces de fractura. A utilização de seixo britado é ainda condicionada à utilização de um aditivo no betume, por forma a melhorar a adesividade ao ligante betuminoso.

Com a determinação da percentagem de material britado pretendeu-se quantificar o número de faces de fractura das fracções 12/18 e 6/12, em virtude de estas fracções serem resultantes da britagem de seixo rolado de origem aluvionar. Esta determinação é feita com a contagem do número de faces de fractura de cada uma das partículas, seguindo-se a determinação da percentagem de material britado em relação ao peso total. Considera-se como material britado todas as partículas que possuem 3 ou mais faces de fractura. No Quadro 6.8 apresentam-se os valores obtidos para as duas fracções referidas.

Quadro 6.8 – Percentagem de material “britado”(IP7/A6) ⁽¹⁾

Amostra	Material britado
Brita 6/12	84%
Brita 12/18	92%

⁽¹⁾ Percentagem de partículas com três faces de fractura

Dado que estamos perante um material rolado, posteriormente britado, de acordo com o caderno de encargos este deve apresentar 100% de material britado. No presente caso observa-se que os valores obtidos são inferiores ao especificado. Nesta situação o referido Caderno de Encargos recomenda a incorporação de 5% de areia natural.

Desgaste pela máquina de Los Angeles

O ensaio para a determinação da resistência ao desgaste, foi realizado de acordo com a especificação do LNEC E237 – “Agregados. Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles”, tendo sido adoptada a granulometria B para a fracção de brita 12/18 e a granulometria C para a fracção de brita 6/12, atendendo à composição granulométrica dos materiais em estudo. No Quadro 6.9 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 6.9 – Resultados do ensaio de desgaste de Los Angeles (IP7/A6)

Amostra	Composição granulométrica	Perda por desgaste
Brita 6/12	C	20%
Brita 12/18	B	18%

O valor máximo da perda por desgaste preconizado no Caderno de Encargos – Tipo, para este tipo de mistura é de 20% (granulometria B) (JAE, 1998). Da análise dos valores constantes do Quadro 5.7 observa-se que estes cumprem o valor limite especificado.

Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia foi realizado sobre a fracção passada no peneiro com 4,750 mm de abertura (nº4 ASTM), de acordo com a especificação LNEC E199 – “Solos. Ensaio de Equivalente de Areia”. No Quadro 6.10 apresentam-se os resultados do ensaio de equivalente de areia para a amostra submetida a ensaio.

Quadro 6.10 – Resultados do ensaio de equivalente de areia (IP7/A6)

Amostra	Equivalente de areia
Areia calcária 0/6	61%

O valor do equivalente de areia obtido no ensaio da areia calcária cumpre o valor especificado no Caderno de Encargos – Tipo, cujo mínimo considerado é de 60% (JAE, 1998).

Ensaio de azul de metileno pelo método da mancha

A realização do ensaio do azul de metileno foi efectuada de acordo com a norma AFNOR P 18-592: “*Granulats. Essai au Blue de Méthylène. Méthode à la tache*”, sobre o material com dimensão inferior a 75 µm. No Quadro 6.11 apresentam-se os resultados do ensaio de azul de metileno para a amostra ensaiada.

Quadro 6.11 – Resultados do ensaio de azul de metileno (IP7/A6)

Amostra	Massa de azul de metileno fixada por 100g de finos
Areia calcária 0/6	0,7

O valor obtido cumpre o valor limite de 0,8, por 100g de finos, especificado no Caderno de Encargos – Tipo, para estes materiais (JAE, 1998).

Coefficiente de polimento acelerado

O ensaio para determinação do coeficiente de polimento acelerado do agregado aluvionar britado foi realizado de acordo com a norma britânica BS 812: Part 3. O valor obtido foi de 0,68. Dado que a mistura betuminosa em análise se destina à camada de desgaste do pavimento, o valor mínimo do coeficiente de polimento acelerado a satisfazer, de acordo com o Caderno de Encargos – Tipo é de 0,50 (JAE, 1998), o que é verificado pelo material em apreço.

6.3.2.3. Betume e aditivo

O betume utilizado no fabrico da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste é um betume identificado como *pen 35/50* ao qual foi adicionado um aditivo (*Polyram 200*) na proporção de 3‰, por forma a aumentar a adesividade entre o betume e o agregado de natureza aluvionar, cumprindo as exigências preconizadas no Caderno de Encargos – Tipo, relativas à utilização de material britado de origem aluvionar (JAE, 1998).

Caracterização do betume original com e sem aditivo

Foram submetidas a ensaio, de acordo com a Especificação LNEC E 80 – “*Betumes e ligantes betuminosos, betumes de pavimentação, classificação, propriedades e exigências de conformidade*”, duas amostras, uma de betume com penetração nominal 35/50, original e outra de betume original já misturado com o aditivo *Polyram 200*.

Esta especificação preconiza, para além de um conjunto de ensaios para caracterização do betume “virgem”, a realização de ensaios após condicionamento no RTFOT (“*Rotating Thin Film Oven Test*”), por forma a avaliar a sua resistência ao envelhecimento. O método RTFOT, permite a indução do processo de envelhecimento do ligante, para a posterior caracterização física. A comparação das propriedades do ligante envelhecido com as do ligante original, bem como a determinação da massa de elementos voláteis que se libertam durante o processo, permite avaliar a respectiva resistência ao envelhecimento. A massa volátil perdida é uma indicação da resistência ao envelhecimento induzida durante o processo de fabrico e aplicação da mistura betuminosa.

No Quadro 6.12 apresentam-se as características das duas amostras, uma de betume original e outra à qual foi adicionado o aditivo *Polyram 200*.

Quadro 6.12 – Características do betume original e com aditivo, a utilizar na mistura betuminosa do IP7/A6

Ensaio	Valor obtido	
	Betume original	Betume original com aditivo (3‰ - <i>Polyram 200</i>)
Penetração (25°C,100g,5s),10-1 mm	44	47
Temperatura de amolecimento, °C	52,3	51,9
Viscosidade cinemática a 135°C, mm ² /s	611	599
Solubilidade no tolueno, %	99,85	99,96
Temperatura de inflamação, °C	304	316
Resistência ao envelhecimento (método RTFOT)		
Varição de massa, %	-0,06	-0,01
Penetração (25°C,100g,5s), % da penetração do betume original	61	60
Temperatura de amolecimento, °C	58,2	59,4
Aumento da temperatura de amolecimento, °C	5,9	7,5

Da análise dos resultados obtidos pode observar-se que, da introdução do aditivo *Polyram 200*, resultou um ligeiro aumento do valor da penetração, bem como uma ligeira diminuição da temperatura de amolecimento. No que se refere ao valor da viscosidade cinemática, verifica-se uma diminuição do seu valor para a amostra com o aditivo, o que está de acordo com a variação observada para as propriedades referidas anteriormente.

Ainda, da análise dos valores constantes do Quadro 6.12, observa-se que a amostra de betume original apresentou maior variação de massa, sendo portanto mais susceptível ao envelhecimento decorrente do processo de fabrico e colocação, simulado pelo método RTFOT, do que a amostra de betume com aditivo. Quanto aos valores obtidos para a penetração e para a temperatura de amolecimento das amostras ensaiadas após envelhecimento, não parece haver uma diferença significativa entre os betumes com e sem aditivo.

Caracterização do betume “recuperado”

Procedeu-se à caracterização do betume recuperado das amostras de mistura betuminosa *não compactada*, recolhida à saída da central betuminosa, e da mistura betuminosa obtida dos tarolos extraídos do pavimento.

A mistura betuminosa *não compactada*, recolhida em Abril de 1998, foi acondicionada em recipientes fechados, na ausência de luz e de variações da composição do ar. Procedeu-se à caracterização da mistura, com a determinação do teor em betume, recuperação do ligante betuminoso e posterior caracterização (penetração, temperatura de amolecimento e viscosidade cinemática), e análise granulométrica da mistura de agregados após a extracção do ligante betuminoso, já apresentada.

Em Abril de 2000 procedeu-se novamente à caracterização da mistura betuminosa não compactada, após o seu armazenamento durante cerca de dois anos, nas condições anteriormente referidas, por forma a efectuar a análise da evolução das características do betume. Pretende-se assim caracterizar o envelhecimento do betume, após mistura com o agregado, sob condições controladas de armazenamento. Foi ainda caracterizado o betume recuperado da mistura betuminosa obtida dos tarolos recolhidos em Maio de 2000, ou seja de mistura exposta durante dois anos, às acções dos agentes atmosféricos e do tráfego, em condições de serviço.

No Quadro 6.13 apresentam-se as características do betume recuperado da mistura betuminosa não compactada recolhida quando do fabrico, para os dois tipos de situação referidos, bem como o betume recuperado da mistura betuminosa aplicada no pavimento.

Quadro 6.13 - Características do betume recuperado da mistura betuminosa da camada de desgaste do pavimento do IP7/A6

Ensaio	Mistura betuminosa não compactada		Valores obtidos dos tarolos recolhidos em Maio de 2000
	Valores obtidos em ensaio realizado em Maio de 1998 (quando do fabrico da mistura)	Valores obtidos em ensaio realizado em Abril de 2000 (após armazenamento durante 2 anos)	
Penetração (25°C, 100g, 5s), 10^{-1} mm	36	33	23
Temperatura de amolecimento, °C	54,1	56,0	59,1
Viscosidade cinemática a 135°C, mm^2/s	768	734	656

Da análise dos valores constantes do Quadro 6.13 observa-se ter ocorrido algum envelhecimento do betume, enquanto a mistura esteve armazenada em recipiente fechado, traduzido através da diminuição do valor da penetração e do aumento da temperatura de amolecimento. Ou seja, observou-se para as condições de armazenamento adoptadas, uma taxa de endurecimento de cerca de $1,5 \times 10^{-1}$ mm por ano, no que respeita à penetração, e cerca de 1°C por ano, em termos de temperatura de amolecimento. No que respeita à

viscosidade cinemática, verificou-se que o betume apresenta um valor inferior, passando de 768 para 734 mm²/s, tendo-se tornado portanto mais viscoso com o envelhecimento sofrido.

No que concerne aos valores obtidos para o ligante recuperado da mistura betuminosa “em serviço”, recolhida através dos tarolos extraídos do pavimento, observa-se, como seria de esperar, ter ocorrido um maior envelhecimento do betume, quando comparado com os valores obtidos para a mistura betuminosa armazenada em laboratório. Este envelhecimento é traduzido pela diminuição do valor da penetração e pelo aumento da temperatura de amolecimento. Ou seja, observou-se a uma taxa de endurecimento de cerca de $6,5 \times 10^{-1}$ mm por ano, no que respeita à penetração, e cerca de 2,5 °C por ano, em termos de temperatura de amolecimento.

Verifica-se assim que o envelhecimento do ligante betuminoso em condições de armazenamento controlado é inferior ao verificado com o ligante recuperado da mistura aplicada na camada de desgaste. Essa situação é atribuída às condições de exposição aos agentes atmosféricos.

Pode ainda observar-se que os valores da temperatura de amolecimento e da penetração após a realização do ensaio de RTFOT, se aproximam dos valores obtidos dois anos após entrada em serviço, ou seja, o envelhecimento induzido pelo RTFOT no ligante betuminoso foi superior ao envelhecimento verificado apenas pelas operações de fabrico e aplicação da mistura, no caso em apreço.

6.3.3. Características da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste do IP7/A6

Tendo-se procedido à recolha de mistura betuminosa não compactada e de tarolos da camada de desgaste do pavimento do IP7/A6, num trecho definido entre o km 10+200 e o km 10+500, efectuou-se a determinação da composição da mistura betuminosa das várias amostras recolhidas, bem como da respectiva compactidade, no caso dos tarolos extraídos do pavimento. Com a recolha de tarolos da camada de desgaste ao longo do trecho referido pretendeu-se efectuar uma análise da variabilidade das características de compactidade da mistura betuminosa aplicada.

Percentagem ponderal de betume

A determinação da percentagem ponderal de betume (relação entre o peso do betume e o peso total da mistura da amostra) foi efectuada por centrifugação, de acordo com a norma ASTM D2172 – “*Standard test method for quantitative extraction of bitumen from bituminous paving mixtures*”, sobre a mistura betuminosa não compactada, recolhida à saída da central betuminosa em Abril de 1998, e sobre a mistura betuminosa obtida dos tarolos extraídos do pavimento em Março de 2000. No Quadro 6.14 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 6.14 – Percentagem ponderal de betume da mistura betuminosa do IP7/A6

Amostra	Percentagem ponderal de betume (%)
mistura betuminosa não compactada	4,7
tarolos (1+12)	4,9
tarolos (17+20)	4,7

De acordo com o estudo Marshall de formulação da mistura betuminosa a aplicar na camada de desgaste o valor de percentagem óptima de betume é de 4,7%. Assim, os valores obtidos para a percentagem ponderal de betume da mistura betuminosa da camada cumprem aquele valor.

Baridade das misturas betuminosas compactadas

Por forma a avaliar a variação da compactidade da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste do trecho do lanço do IP7/A6 em estudo, foram recolhidos tarolos ao longo de uma extensão de 300 m, em Março de 2000. Foram extraídos tarolos com 0,10 m de diâmetro, ao longo de um alinhamento definido entre as rodeiras, e ainda ao longo de um alinhamento coincidente com as rodeiras externas (Figura 6.7).

O procedimento seguido para a determinação da baridade é o indicado na norma ASTM D 2726 – “*Standard test method for bulk specific gravity and density of compacted bituminous mixtures using saturated surface – dry specimens*”. No Quadro 6.15 indicam-se os valores obtidos sobre os tarolos recolhidos, em que os valores a sombreado correspondem aos tarolos recolhidos na zona da rodeira externa da via direita. São igualmente apresentados os valores médios e os desvios padrão obtidos para os dois sentidos de circulação.



Figura 6.7 – Aspectos de alguns dos tarolos recolhidos do pavimento do IP7/A6

Quadro 6.15 – Baridade da mistura compactada recolhida do pavimento do IP7/A6

Tarolo	Localização (m)		Baridade dos tarolos da camada de desgaste (g/cm ³)	Valor médio (desvio padrão) (g/cm ³)	
				Entre rodeiras	Rodeiras externas
1	Sentido Vila Boim – Caixa	10200	2,461	2,448 (0,0209)	2,461 (0,0128)
2		10225	2,461		
3		10250	2,473		
4		10275	2,422		
5		10275	2,478		
6		10300	2,428		
7		10325	2,448		
8		110350	2,441		
9		10375	2,447		
10		10400	2,465		
11		10425	2,437		
12		10450	2,460		
13		10475	2,406		
14		10475	2,459		
15		10500	2,472		
16	Sentido Caixa – Vila Boim	10500	2,445		
17		10475	2,421		
18		10475	2,444		
19		10450	2,451		
20		10425	2,421		
21		10400	2,384		
22		10375	2,423		
23		10350	2,391		
24		10325	2,407		
25		10300	2,355		
26		10275	2,426		
27		10275	2,469		
28		10250	2,392		
29		10225	2,376		
30		10200	2,409		

Nota: As células assinaladas a sombreado correspondem a tarolos retirados do pavimento na zona das rodeiras

Os tarolos identificados com os números 1 a 4, 6 a 8, 10 a 12 e 14, foram recolhidos no alinhamento definido entre as rodeiras da via exterior do sentido Vila Boim - Caia. Os tarolos com os números 5, 9 e 14 foram extraídos no alinhamento correspondente à rodeira externa, na via anteriormente referenciada. No sentido Caia – Vila Boim, foram retirados os tarolos com os números 16, 17, 19 a 21, 23 a 26 e 28 a 30, no alinhamento entre rodeiras, Os tarolos com os números 18, 22 e 27 foram retirados no alinhamento coincidente com a rodeira externa.

Da análise dos valores apresentados no Quadro 6.15 verifica-se que:

- i) as baridades dos tarolos recolhidos na zona das rodeiras externas são superiores às dos tarolos recolhidos no alinhamento definido entre rodeiras, para a mesma localização, em cada um dos sentidos de circulação;
- ii) o valor médio das baridades para os tarolos dos alinhamentos entre rodeiras, no sentido Vila Boim –Caia (tarolos 1 a 4, 6 a 8, 10 a 13 e 15), é superior ao obtido no sentido Caia – Vila Boim (tarolos 16 a 17, 19 a 21, 23 a 26 e 28 a 30) ($2,448 \text{ g/cm}^3$ e $2,407 \text{ g/cm}^3$, respectivamente),
- iii) a variabilidade dos resultados obtidos, traduzida pelos valores do desvio padrão é maior para os valores dos tarolos retirados no sentido Caia – Vila Boim.

Baridade máxima teórica

A baridade máxima teórica foi determinada laboratorialmente de acordo com a norma ASTM D2041 – “*Standard test method for theoretical maximum specific gravity of bituminous mixtures*”, sobre as amostras de mistura betuminosa compactada tendo-se obtido o valor de $2,536 \text{ g/cm}^3$.

Porosidades e graus de compactação

Com base nos valores das baridades obtidas para os vários tarolos recolhidos é possível calcular a porosidade (V_v) e o grau de compactação (GC), relativo à baridade máxima teórica determinada em laboratório.

Os resultados obtidos constam do Quadro 6.16 apresentado em seguida. Os valores são apresentados por forma a possibilitar uma comparação de resultados, em função do local de extracção dos tarolos. Assim, os resultados a sombreado correspondem a tarolos recolhidos na zona das rodeiras, tendo os restantes tarolos sido extraídos entre as rodeiras. Apresentam-se ainda os valores médios e os desvios padrão para cada uma das zonas em que os tarolos foram recolhidos – entre rodeiras e na rodeira externa. O valor do coeficiente de variação apresentado, obtido pelo quociente entre o desvio padrão e o valor médio expressa a dispersão relativa dos valores obtidos.

Da análise dos valores apresentados no Quadro 6.16 observa-se que:

- i) as porosidades dos tarolos recolhidos na zona das rodeiras externas são inferiores às dos tarolos recolhidos no alinhamento definido entre rodeiras, para a mesma localização, correspondendo à variação apresentada pelas baridades (vd. Quadro 6.15);
 - ii) o valor médio da porosidade calculada para o alinhamento definido entre rodeiras, no sentido Vila Boim –Caia (tarolos 1 a 4, 6 a 8, 10 a 13 e 15), é inferior ao obtido no sentido Caia – Vila Boim (tarolos 16 a 17, 19 a 21, 23 a 26 e 28 a 30) (3,5% e 5,1%, respectivamente);
 - iii) a análise dos valores do coeficiente de variação obtidos permite concluir que a maior dispersão de valores se observou, no sentido Vila Boim-Caia, para os tarolos extraídos entre as rodeiras. Para o sentido Caia-Vila Boim, a maior dispersão de valores verificou-se igualmente para os tarolos extraídos da rodeira.
-

Quadro 6.16 – Porosidades e graus de compactação dos tarolos recolhidos da camada de desgaste do IP7/A6

Sentido Vila Boim – Caia				Sentido Caia – Vila Boim			
Tarolo	km	Porosidade Vv (%)	Grau de compactação GC (%) ⁽¹⁾	Tarolo	km	Porosidade Vv (%)	Grau de compactação GC (%) ⁽¹⁾
1	10200	3,0	97	30	10200	5,0	95
2	10225	3,0	97	29	10225	6,3	94
3	10250	2,5	98	28	10250	5,7	94
4	10275	4,5	96	27	10275	2,6	97
5	10275	2,3	98	26	10275	4,3	96
6	10300	4,3	96	25	10300	7,1	93
7	10325	3,5	97	24	10325	5,1	95
8	110350	3,7	96	23	110350	5,7	94
9	10375	3,5	96	22	10375	4,5	96
10	10400	2,8	97	21	10400	6,0	94
11	10425	3,9	96	20	10425	4,5	96
12	10450	3,0	97	19	10450	3,4	97
13	10475	5,1	95	18	10475	3,6	96
14	10475	3,0	97	17	10475	4,5	96
15	10500	2,5	97	16	10500	3,6	96
Valor médio	Entre rodeiras	3,5	97	---	---	5,1	95
	Rodeiras externas	2,9	97	---	---	3,6	96
Desvio padrão	Entre rodeiras	0,83	0,80	---	---	1,11	1,21
	Rodeiras externas	0,60	1,00	---	---	0,95	0,58
Coeficiente de variação	Entre rodeiras	23,9	0,8	---	---	21,7	1,3
	Rodeiras externas	20,5	0,5	---	---	26,3	0,1

(1) Referido à baridade máxima teórica da mistura;

Nota: As células assinaladas a sombreado correspondem a tarolos retirados do pavimento na zona das rodeiras.

De acordo com o preconizado no Caderno de Encargos – Tipo as misturas betuminosas a aplicar em camada de desgaste devem apresentar valores de porosidade entre 4 e 6%, (JAE, 1998). Atendendo aos valores apresentados no Quadro 6.16 verifica-se que aqueles limites não são totalmente satisfeitos, especialmente pela mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste no sentido Vila Boim – Caia. Refira-se, no entanto, que os valores obtidos correspondem a amostras recolhidas do pavimento, após a entrada em serviço. Assim, é natural que tenha já ocorrido alguma compactação adicional conferida pela passagem dos veículos, sobretudo no que concerne aos valores obtidos para a zona das rodeiras.

6.3.4. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas estáticas

Realizaram-se ensaios de compressão uniaxial estáticos em condições de ensaio controladas, sobre os provetes recolhidos da camada de desgaste do pavimento do IP7/A6, para caracterização do comportamento à deformação permanente.

Pretende-se com a realização deste tipo de ensaios de fácil execução e simples interpretação, efectuar uma primeira avaliação da influência que a temperatura e o pré-condicionamento dos provetes, entre outros parâmetros, têm no comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.

O procedimento de ensaio adoptado compreendeu a aplicação de uma carga estática uniformemente distribuída sobre uma das faces do provete em ensaio. Procurou-se que as superfícies dos provetes estivessem paralelas e que não fosse gerado atrito entre o provete e a placa da carga por forma a proporcionar a uniforme distribuição da carga e a evitar o fenómeno de “embarrilamento” dos provetes (vd. 4.3.1).

O pré-condicionamento dos provetes, sempre que aplicado, foi efectuado com tempo de carga e de repouso semelhantes aos correspondentes do ensaio de simulação em pista de laboratório.

Os provetes extraídos do pavimento do IP7/A6 foram submetidos ao ensaio de compressão uniaxial estático, nas seguintes condições:

1. à temperatura de 30°C, com a aplicação de dois ciclos de carga, correspondentes a uma força axial de 2 kN, com tempo de carga de 1 minuto e de descarga de 20 minutos;

pré-condicionamento dos provetes em molde metálico, com a aplicação de 0, 500 ou 1500 ciclos de carga em compressão uniaxial de cargas repetidas, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}}/t_{\text{repouso}}=0,33/1,34$ s; $F_{\text{axial}}=7,2$ kN; $T= 30^{\circ}\text{C}$;

2. à temperatura de 40°C, com a aplicação de dois ciclos de carga, correspondentes a uma força axial de 2 kN, com tempo de carga de 1 minuto e de descarga de 20 minutos;
-

pré-condicionamento dos provetes em molde metálico, com a aplicação de 0, 500 ou 1500 ciclos de carga em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}}/t_{\text{repouso}}=0,33/1,34$ s; $F_{\text{axial}}=7,2$ kN; $T= 40^{\circ}\text{C}$;

3. à temperatura de 60°C , com a aplicação de dois ciclos de carga correspondentes a uma força axial de 2 kN, com tempo de carga de 1 minuto e de descarga de 20 minutos;

pré-condicionamento dos provetes em molde metálico, com a aplicação de 0, 500 ou 1500 ciclos de carga em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}}/t_{\text{repouso}}=0,33/1,34$ s; $F_{\text{axial}}=7,2$ kN; $T= 60^{\circ}\text{C}$;

4. à temperatura de 60°C , com a aplicação de um ciclo de carga correspondente a uma força axial de 2 kN, com tempo de carga de 60 minutos e de descarga de 60 minutos;

pré-condicionamento dos provetes em molde metálico, com a aplicação de 1500 ciclos de carga em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}}/t_{\text{repouso}}=0,33/1,34$ s; $F_{\text{axial}}=7,2$ kN; $T= 60^{\circ}\text{C}$;

No Quadro 6.17 apresentam-se os valores acumulados das extensões irreversíveis obtidas nos ensaios realizados sobre os provetes da camada de desgaste do IP7/A6, durante o segundo ciclo de carregamento, para os provetes submetidos às condições de ensaio apresentadas em 1, 2 e 3, e durante o primeiro e único ciclo de carregamento aplicado, para os provetes ensaiados de acordo com a metodologia apresentada em 4. O valor acumulado das extensões é considerado como um dos parâmetros que permite avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas submetidas ao ensaio de compressão uniaxial estático.

A designação adoptada para os diversos provetes submetidos a ensaio está de acordo com a nomenclatura de identificação dos provetes apresentada no Quadro 6.2.

Nas Figuras 6.8 e 6.9 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial estáticos realizados a 30°C e a 40°C , sobre provetes aos quais foram aplicados diferentes pré-condicionamentos (0, 500 e 1500 ciclos), respectivamente. Os resultados

apresentados referem-se a ensaios nos quais se aplicaram tempos de carga de 1 minuto. As deformações irreversíveis foram medidas 20 minutos após a descarga, findo o segundo ciclo de carga/descarga.

Na Figura 6.10 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial estáticos realizados a 30°C e 40°C, sobre provetes aos quais foi aplicado o pré-condicionamento de 500 ciclos. Na Figura 6.11 é possível comparar os resultados dos ensaios realizados a 30°C, e 60°C, sobre provetes a os quais foi aplicado o pré-condicionamento de 1500 ciclos.

Na Figura 6.12 faz-se a análise comparativa dos resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para provetes com diferentes porosidades iniciais, e submetidos a um mesmo pré-condicionamento de 1500 ciclos. Neste caso a metodologia de ensaio seguida consistiu na aplicação de cargas verticais com a duração de 60 minutos, e na medição da deformação após a descarga, ao fim de 60 minutos, sendo que esta é a metodologia habitualmente utilizada na realização do ensaio de compressão uniaxial estático (vd. 4.3.1).

Quadro 6.17 – Extensão irreversível acumulada obtida em ensaios de compressão uniaxial estático (IP7/A6)

Identificação	Extensão irreversível
(IP7)UE4RAPV430-500	2,988E-03
(IP7)UE1RAV430-500	2,542E-03
(IP7)UE5RCV430-1500	2,983E-03
(IP7)UE2RDV430-1500	3,200E-03
(IP7)UE4RCV440-0	5,637E-03
(IP7)UE1RCV440-0	4,903E-03
(IP7)UE1RBV440-500	3,832E-03
(IP7)UE4RBV440-500	4,197E-03
(IP7)UE13'V440-1500	2,385E-03
(IP7)UE2RCV460-1500	2,581E-03
(IP7)UE15'V360-1500	2,845E-03
(IP7)UE6'V460-1500	2,897E-03
(IP7)UE6RCV460-1500	2,934E-03
(IP7)UE5RBV360-1500	3,213E-03
(IP7)UE3'V360-1500	3,456E-03
(IP7)UE10'V360-1500	3,663E-03
(IP7)UE2RAV460-1500	3,665E-03
(IP7)UE6RAV460-1500	3,712E-03
(IP7)UE3RAV360-1500	3,830E-03
(IP7)UE8'V460-1500	3,830E-03
(IP7)UE9'V360-1500	4,483E-03
(IP7)UE6RBV460-1500	4,683E-03
(IP7)UE3RDV360-1500	5,051E-03
(IP7)UE2RBV460-1500	7,828E-04
(IP7)UE3RBV360-1500	8,672E-05

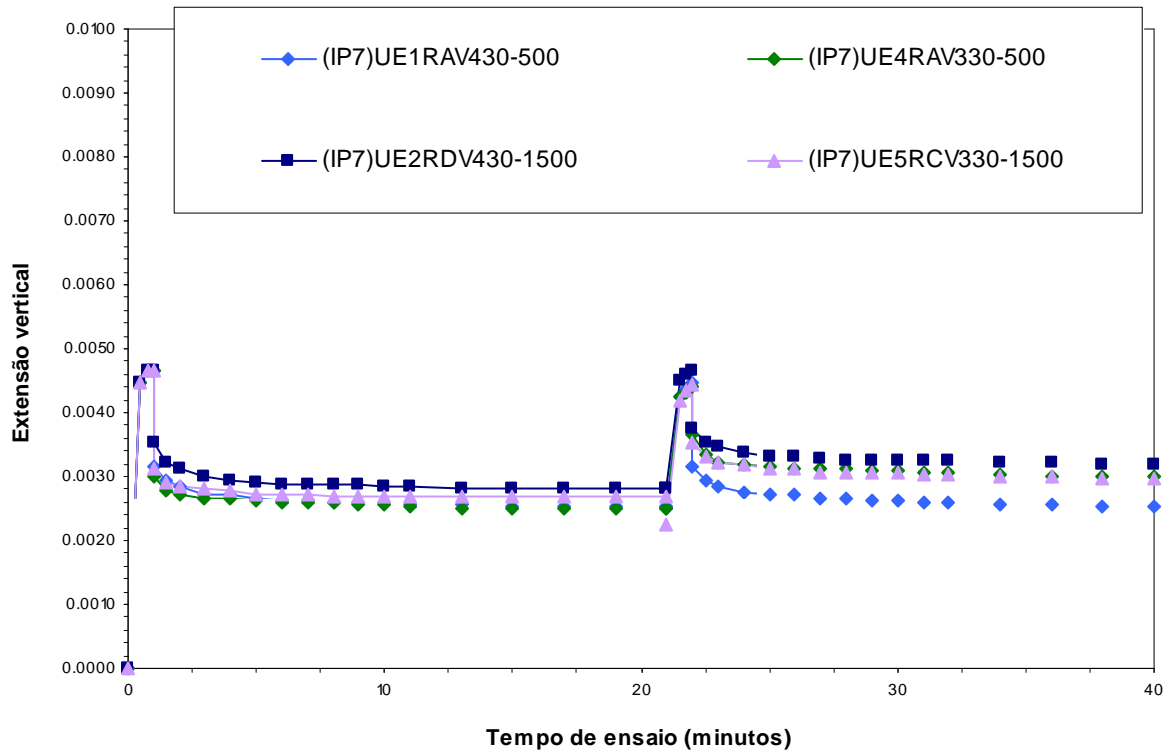


Figura 6.8 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para dois tipos de pré-condicionamento – 500 e 1500 ciclos, para a temperatura de ensaio de 30°C (IP7/A6)

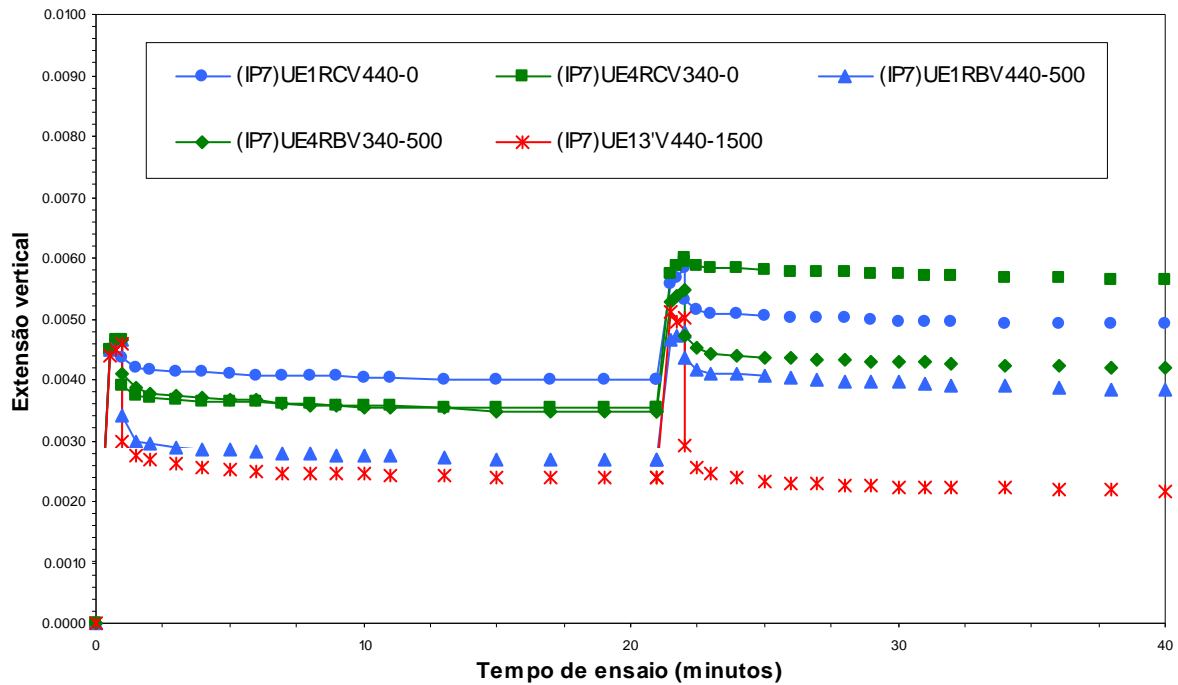


Figura 6.9 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para três tipos de pré-condicionamento – 0, 500 e 1500 ciclos, para a temperatura de ensaio de 40°C (IP7/A6)

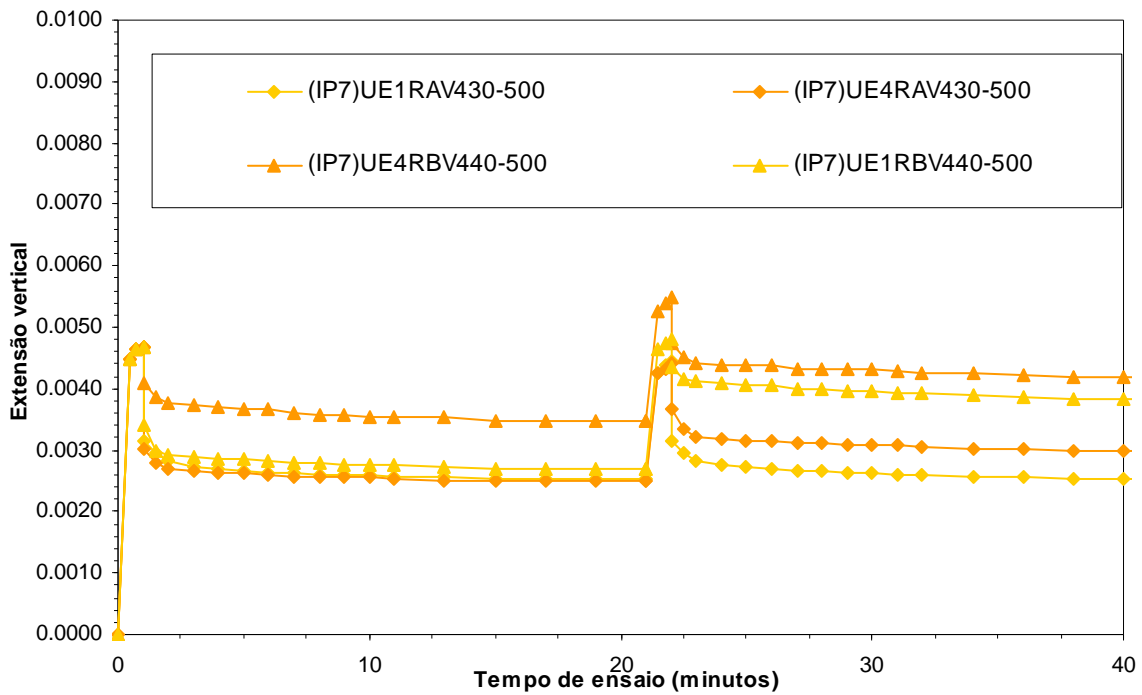


Figura 6.10 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para duas temperaturas de ensaio - 30°C e 40°C, sob o mesmo pré-condicionamen to de 500 ciclos (IP7/A6)

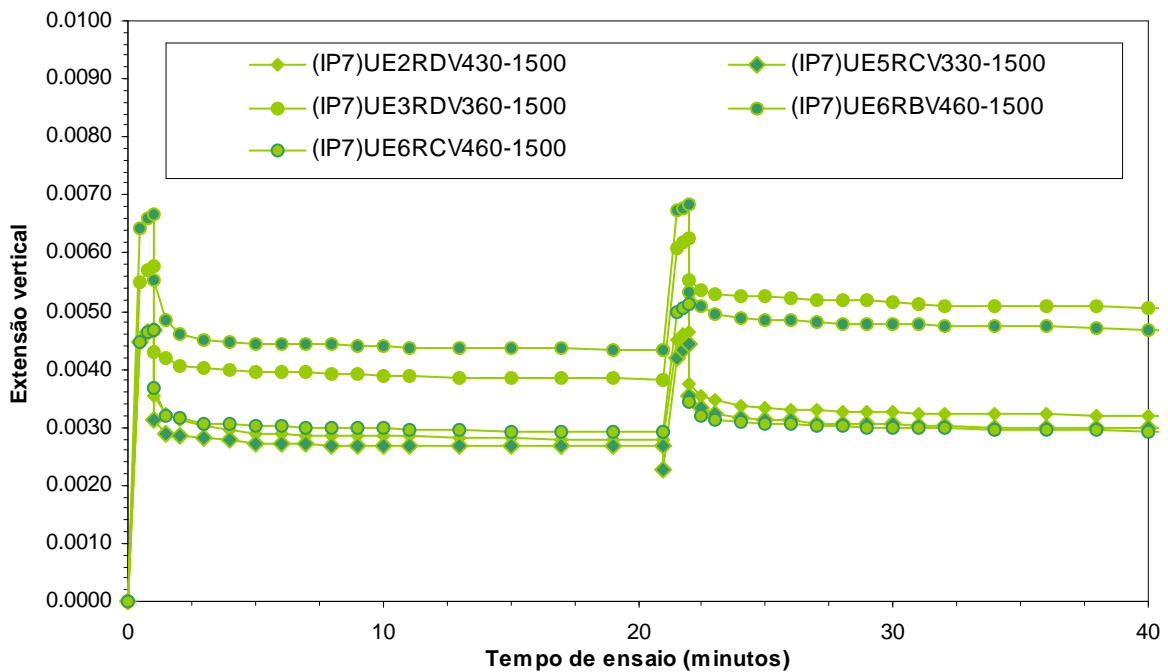


Figura 6.11 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para duas temperaturas de ensaio - 30°C e 60°C, sob o mesmo pré-condicionamen to de 1500 ciclos (IP7/A6)

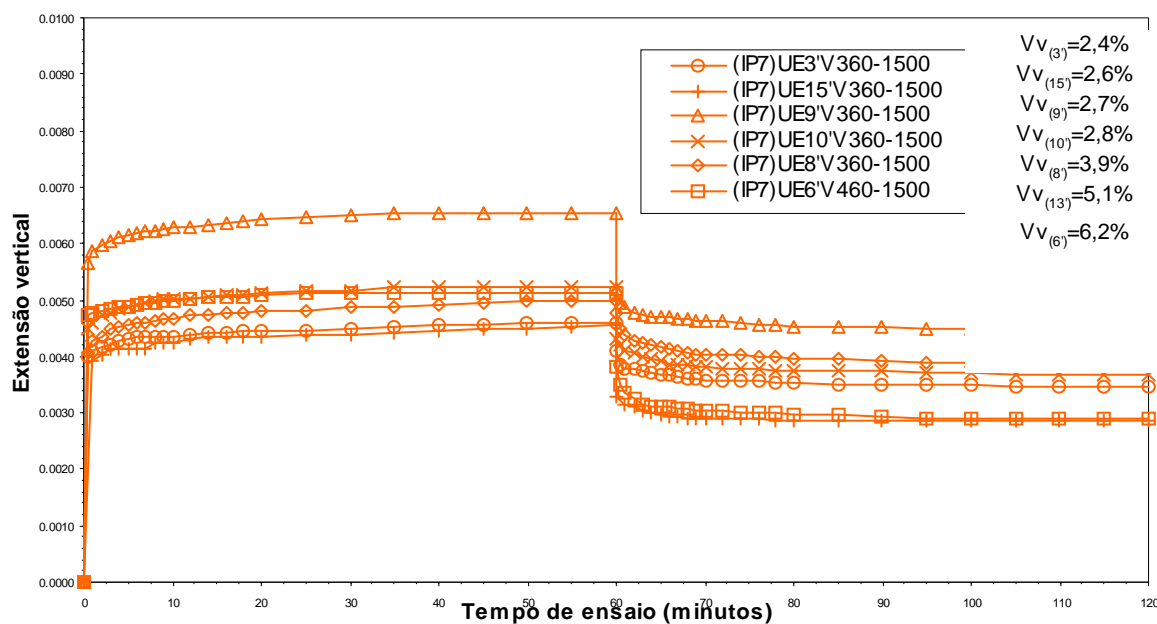


Figura 6.12 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial estáticos, para provetes com diferentes porosidades (IP7/A6)

Da análise dos valores acumulados das extensões irreversíveis apresentados no Quadro 6.17 e das extensões verticais irreversíveis medidas durante os ensaios, apresentadas nas Figuras 6.8 a 6.12, podem tecer-se as seguintes considerações.

- i) verifica-se que os provetes com porosidades inferiores ou iguais a 3%, identificados com “V3” na nomenclatura de identificação adoptada, apresentam valores das extensões irreversíveis superiores às observadas para os provetes com porosidades superiores àquele valor (identificados com “V4”);
- ii) os resultados apresentados na Figura 6.12, obtidos em ensaios de compressão uniaxial estáticos realizados a 60°C, mostram que o provete com porosidade superior a 3% (com a identificação (IP7)UE6'V460-1500) apresenta menor valor de extensão irreversível que os restantes provetes submetidos a ensaio, com porosidades inferiores a 3%.
- iii) os valores das extensões irreversíveis verificados em ensaios realizados a 40°C são cerca de 1,4 vezes superiores aos observados nos ensaios realizados a 30°C, para provetes submetidos a condições de ensaio similares, nomeadamente no que respeita ao pré-condicionamento aplicado aos provetes;

aquela relação é de 1,7 para os valores das extensões irreversíveis dos ensaios realizados a 60°C, quando comparados com os valores dos ensaios realizados a 30°C, para as mesmas condições de ensaio.

Verifica-se assim, que a adopção de temperaturas de ensaio mais elevadas conduz a um pior comportamento à deformação permanente, quaisquer que sejam as restantes condições de ensaio, expresso por maiores valores de extensão irreversível.

6.3.5. Ensaio de simulação em pista de laboratório

Foram submetidas a ensaio, nas condições expressas na norma espanhola NLT 173/84, seis amostras resultantes da serragem de lajetas da camada de desgaste do pavimento. Tendo em vista induzir um mínimo de perturbações no pavimento da plena via, as lajetas foram extraídas no pavimento da berma do IP7/A6 (ao km 10+375 – no sentido Vila Boim/Caia), uma vez que este apresenta a mesma estrutura e características das misturas betuminosas que o pavimento da plena via.

Por forma a estudar a influência das condições de ensaio, nomeadamente a temperatura, no comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas, foram também moldadas em laboratório 14 lajetas, a partir da mistura betuminosa não compactada recolhida na central, de acordo com a metodologia preconizada na referida norma NLT 173/84. Assim, de entre as lajetas moldadas em laboratório, foram submetidas a ensaio seis lajetas, a uma temperatura de 60°C, três lajetas a 50°C e cinco lajetas a 40°C. O procedimento utilizado para o ensaio destes provetes foi, em tudo o mais, idêntico ao preconizado na referida norma espanhola.

No Quadro 6.18 apresentam-se as características volumétricas das amostras submetidas ao ensaio de simulação de pista em laboratório, bem como os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação calculados. Observa-se que as lajetas moldadas em laboratório possuem baridades inferiores às das lajetas recolhidas da obra.

No Quadro 6.19 e nas Figuras 6.11 e 6.12 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados sobre as quatorze lajetas.

Quadro 6.18 – Características volumétricas das lajetas do IP7/A6

Identificação	Baridade (g/cm ³)	Porosidade				Grau de compactação ⁽¹⁾				
		Valor calculado (%)	Valor médio (%)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação (%)	Valor calculado (%)	Valor médio (%)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação (%)	
Moldadas em laboratório	(IP7)SP1L60	2,358	6,8	7,0	0,273	4,25	93	93	0,234	0,25
	(IP7)SP2L60	2,357	6,8				93			
	(IP7)SP3L60	2,345	7,3				93			
	(IP7)SP4L60	2,356	6,9				93			
	(IP7)SP5L60	2,350	7,1				93			
	(IP7)SP6L60	2,343	7,4				93			
	(IP7)SP7L40	2,316	8,4	8,8	0,286	3,48	92	91	0,253	0,28
	(IP7)SP8L40	2,296	9,2				91			
	(IP7)SP9L40	2,307	8,8				91			
	(IP7)SP10L40	2,304	8,9				91			
	(IP7)SP11L40	2,306	8,8				91			
	(IP7)SP12L50	2,306	8,8				8,5			
	(IP7)SP13L50	2,321	8,2	92						
	(IP7)SP14L50	2,318	8,4	92						
Recolhidas do pavimento	(IP7)SP7P60	2,448	3,5	3,4	0,537	15,83	97	97	0,537	0,56
	(IP7)SP8P60	2,445	3,6				96			
	(IP7)SP9P60	2,469	2,6				97			
	(IP7)SP10P60	2,454	3,2				97			
	(IP7)SP11P60	2,459	3,0				97			
	(IP7)SP12P60	2,425	4,4				96			

(1) Tomando como referência a baridade máxima teórica da mistura (de 2,529 g/cm³, para as lajetas moldadas em laboratório e de 2,536 g/cm³ para as lajetas recolhidas do pavimento).

Quadro 6.19 – Resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório das amostras do IP7/A6

Identificação		Temperatura de ensaio	Resultados obtidos	
			$V_{60/120}$ ($\times 10^{-3}$ mm/min)	$V_{105/120}$ ($\times 10^{-3}$ mm/min)
Moldadas em laboratório	(IP7)SP1L60	60°C	1,7	1,7
	(IP7)SP2L60		2,3	2,3
	(IP7)SP3L60		2,0	1,8
	(IP7)SP4L60		2,2	1,6
	(IP7)SP5L60		1,5	1,8
	(IP7)SP6L60		2,3	1,6
	(IP7)SP7L40	40°C	1,4	1,1
	(IP7)SP8L40		1,7	1,4
	(IP7)SP9L40		1,8	1,3
	(IP7)SP10L40		1,8	1,1
	(IP7)SP11L40		1,6	1,4
	(IP7)SP12L50	50°C	2,3	1,3
	(IP7)SP13L50		2,3	1,4
	(IP7)SP14L50		2,4	1,7
Recolhidas do pavimento	(IP7)SP7P60	60°C	7,3	6,0
	(IP7)SP8P60		8,8	8,0
	(IP7)SP9P60		10,0	10,5
	(IP7)SP10P60		7,0	6,7
	(IP7)SP11P60		7,3	6,7
	(IP7)SP12P60		7,7	7,3

$V_{60/120}$ – velocidade de deformação entre 60 min, e 120 min;

$V_{105/120}$ – velocidade de deformação entre 105 min, e 120 min,

Conforme anteriormente referido, é possível, em princípio, distinguir três estágios na curva representativa da evolução da deformação obtida no ensaio de simulação, em função do número de repetições de carga (vd. 3.5.2). Para o presente estudo, dado que não se observou a rotura das lajetas ensaiadas, apenas são identificáveis o estágio 1 e o estágio 2, conforme se pode observar nas Figuras 6.11 e 6.12.

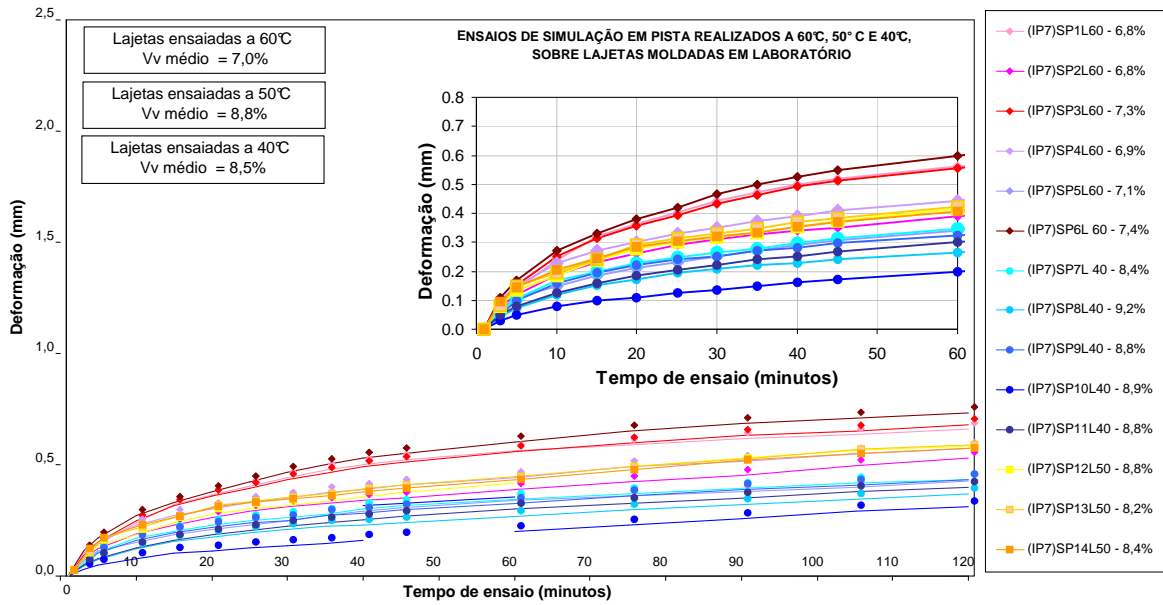


Figura 6.13 – Variação da deformação vertical acumulada em ensaio de simulação de amostras da camada de desgaste do IP7/A6, moldadas em laboratório

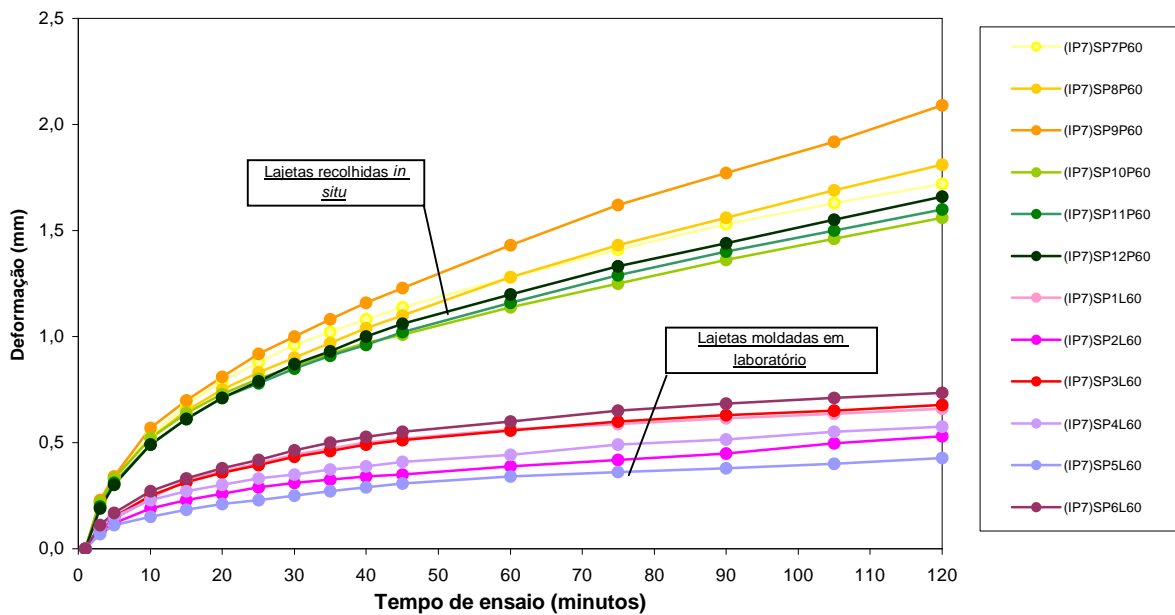


Figura 6.14 – Análise comparativa dos resultados dos ensaios de simulação realizados sobre lajetas extraídas do pavimento e moldadas em laboratório (IP7/A6)

No Quadro 6.20 apresentam-se os valores médios e os desvios-padrão das velocidades de deformação obtidas nos vários tipos de ensaios de simulação realizados. Apresenta-se ainda o coeficiente de variação, dado pelo quociente entre o desvio padrão e o valor médio. Aquele valor ao traduzir a dispersão relativa dos valores obtidos em relação ao valor médio

permite efectuar uma análise comparativa dos resultados obtidos. Na Figura 6.15 apresenta-se a variação da velocidade de deformação calculada entre os 105 e os 120 minutos, para as várias temperaturas de ensaio.

Quadro 6.20 – Valores médios e desvios-padrão dos resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório das amostras do IP7/A6

Identificação		Temperatura de ensaio	V _{60/120}			V _{105/120}		
			Valor médio (x10 ⁻³ mm/min)	Desvio padrão (x10 ⁻³ mm/min)	Coefficiente de variação (%)	Valor médio (x10 ⁻³ mm/min)	Desvio padrão (x10 ⁻³ mm/min)	Coefficiente de variação (%)
Moldadas em laboratório	(IP7)1L60 a (IP7)6L60	60°C	1,9	0,3500	15,5	1,8	0,238	13,2
	(IP7)12L50 a (IP7)14L50	50°C	2,3	0,0470	2,2	1,5	0,170	11,6
	(IP7)7L40 a (IP7)11L40	40°C	1,7	0,1500	9,0	1,3	0,136	10,8
Recolhidas do pavimento	(IP7)7P60 a (IP7)12P60	60°C	8,0	1,0580	13,2	7,5	1,330	17,8

V_{105/120} – velocidade de deformação entre 60 min e 120 min;

V_{105/120} – velocidade de deformação entre 105 min e 120 min.

Da análise dos valores de velocidade de deformação obtidos (Quadro 6.19 e Quadro 6.20) e da evolução da deformação apresentada nos gráficos das Figuras 6.11 e 6.12, verifica-se claramente a influência da temperatura de ensaio nos valores médios das velocidades de deformação obtidas, bem como nos valores dos desvios padrão resultantes e nos valores dos coeficientes de variação calculados. Ou seja, para menores temperaturas de ensaio (no presente caso para ensaios realizados a 40°C) observam-se valores de velocidades de deformação inferiores, mas também menores valores de desvio padrão e menores valores do coeficiente de variação, traduzindo uma menor dispersão de resultados.

Verifica-se ainda existir elevada influência da porosidade das lajetas nos valores das velocidades de deformação obtidos, constatando-se que as lajetas recolhidas do pavimento, cujas porosidades estão próximas do limite mínimo admissível, possuem velocidades de

deformação superiores às das lajetas moldadas em laboratório, para a mesma temperatura de ensaio de 60°C.

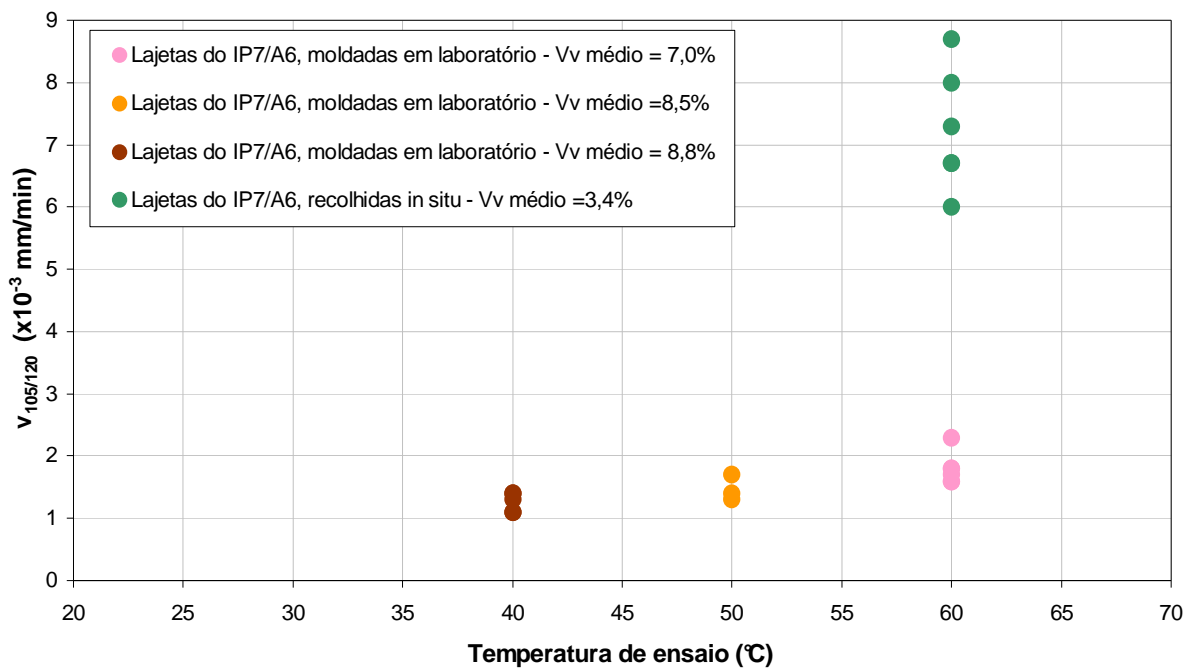


Figura 6.15 – Variação da velocidade de deformação $V_{105/120}$ com a temperatura de ensaio (IP7/A6)

Da análise da Figura 6.13 observa-se existir uma tendência clara na evolução do valor da velocidade de deformação calculada entre os 105 e os 120 minutos, com a temperatura de ensaio. Anota-se que os valores obtidos para as lajetas extraídas da obra se situam numa ordem de grandeza claramente distinta dos obtidos nos ensaios realizados sobre as lajetas moldadas em laboratório.

6.3.6. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas

Com a realização dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas pretendeu-se simular em laboratório as condições observadas em obra. Fizeram-se variar algumas das condições a que as misturas betuminosas, quando colocadas em obra estão sujeitas, e que condicionam o seu comportamento à deformação permanente. Referem-se a temperatura e a porosidade dos materiais betuminosos.

À semelhança do efectuado para o ensaio de compressão uniaxial estático, no pré-condicionamento dos provetes adoptaram-se tempos de carga e de repouso idênticos aos do ensaio de simulação em pista de laboratório.

Os provetes foram submetidos a ensaio nas seguintes condições:

1. à temperatura de 60°C com a aplicação de 2000 ciclos com carregamento tipo “*haversine*” ($t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$) e uma força de pico de 2 kN;

pré-condicionamento do provete com confinamento em molde metálico, com a aplicação de 1500 ciclos de carga/descarga, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$ $F = 7,2 \text{ kN}$; $T = 60^\circ\text{C}$;

2. à temperatura de 50°C com a aplicação de 2000 ciclos com carregamento tipo “*haversine*” ($t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$) e uma força máxima de 2 kN;

pré-condicionamento do provete com confinamento em molde metálico, com a aplicação de 1500 ciclos de carga/descarga, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$ $F=7,2 \text{ kN}$; $T = 50^\circ\text{C}$;

Na Figura 6.16 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas realizados sobre os tarolos extraídos da camada de desgaste do pavimento do IP7/A6, de acordo com a metodologia de ensaio apresentada em 5.2.1, expressos através das extensões verticais registadas durante os ensaios.

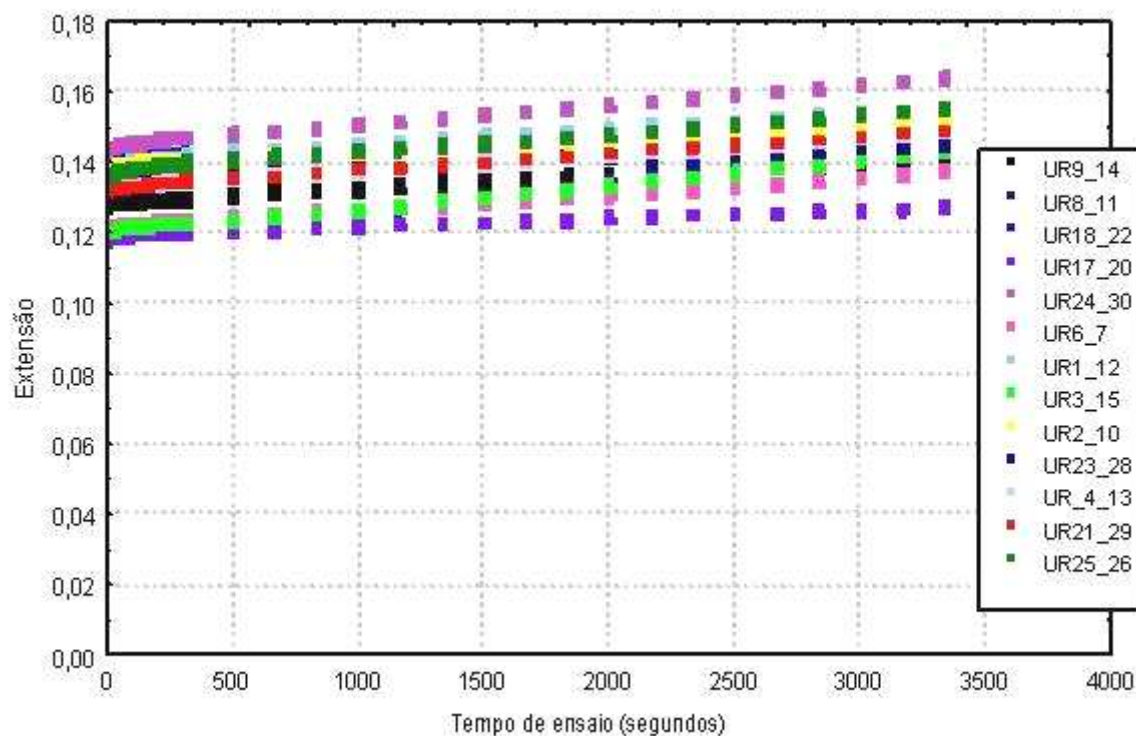


Figura 6.16 – Representação gráfica das extensões verticais obtidas em ensaio de compressão uniaxial cargas repetidas sobre amostras do IP7/A6

Refira-se que, por forma a obter provetes com altura superior ou igual a 60 mm houve necessidade de associar os provetes dois a dois, tendo-se para tal seleccionado tarolos com porosidades idênticas. A identificação adoptada para os provetes submetidos a ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas permite verificar o agrupamento adoptado para os tarolos. Assim, por exemplo o provete UR9_14, corresponde à associação dos tarolos 9 e 14 para ensaio.

Da análise dos valores obtidos foi possível identificar a zona linear, em que a velocidade de deformação dos provetes é constante – fase 2 – tendo sido aplicadas regressões lineares para a sua delimitação.

Uma vez que se pretende modelar o comportamento viscoelástico dos materiais em estudo pelo modelo de Burgers, conforme apresentado no Capítulo 3, é possível obter o parâmetro η_1 , coeficiente de viscosidade do modelo de Burgers, na zona linear, a partir da seguinte expressão (6.1):

$$\eta_1 = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \sigma(t) dt}{\Delta \varepsilon_{\text{permanente}}(t_0, t_1)} \quad (6.1)$$

No Quadro 6.21 apresentam-se os valores de η_1 calculados para os ensaios realizados para os ensaios realizados a 50°C e a 60°C. As áreas a s ombreado identificam os provetes retirados da zona da rodeira do pavimento do IP7/A6.

Quadro 6.21 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas (IP7/A6)

Identificação	Temperatura de ensaio (°C)	η_1 (MPa.s)
(IP7)31+32V450	50	6705
(IP7)33+35V450		6825
(IP7)34+36V450		6599
(IP7)37+39V450		6893
(IP7)1+12V460	60	6700
(IP7)2+10V360		9250
(IP7)3+15V360		4100
(IP7)4+13V460		6670
(IP7)6+7V460		6530
(IP7)8+11V460		5780
(IP7)9+14V460		8405
(IP7)17+20V460		13200
(IP7)18+22V460		17809
(IP7)21+29V460		6215
(IP7)23+28V460		11080
(IP7)24+30V460		8520
(IP7)25+26V460		8650

No Quadro 6.22 apresentam-se os valores médios e os desvios padrão do coeficiente de viscosidade, obtidos para os dois alinhamentos e para os dois sentidos de circulação, em ensaios realizados a 50°C e 60°C. O facto de se ter procedido a uma análise dos valores obtidos por sentido de circulação, resulta de se terem observado, em média, características distintas da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste, nomeadamente no que respeita ao estado de compactidade e ao teor em betume. Apresenta-se ainda o valor do coeficiente de variação como medida da dispersão dos valores obtidos para os ensaios realizados às duas temperaturas.

Quadro 6.22 – Valores médios, desvio padrão e coeficiente de variação do parâmetro η_1 obtido em ensaio uniaxial de cargas repetidas, por alinhamento (IP7/A6)

Localização		η_1 (MPa.s)					
		Ensaio realizado a 50°C			Ensaio realizado a 60°C		
		Valor médio (MPa.s)	Desvio padrão (MPa.s)	Coeficiente de variação (%)	Valor médio (MPa.s)	Desvio padrão (MPa.s)	Coeficiente de variação (%)
Sentido Vila Boim – Caia	Entre rodeiras	6756	113	1,7	6505	1523	23,4
	Na rodeira	---	---	---	8405	---	---
Sentido Caia – Vila Boim	Entre rodeiras	---	---	---	9533	2394	25,1
	Na rodeira	---	---	---	17804	---	---

Da análise dos valores do coeficiente de viscosidade apresentados no Quadro 6.22 observa-se um comportamento distinto para os dois sentidos de circulação dos veículos.

É ainda evidente a influência da temperatura de ensaio nos valores obtidos. Assim, verifica-se que, para temperaturas de ensaio mais elevadas (60°C) a dispersão dos valores obtidos é consideravelmente superior, expressa pelos valores do coeficiente de variação calculados (23,4% e 25,1%, obtidos para 60°C, por oposição a 1,7%, para 50°C).

6.4. Camada de desgaste do pavimento da EN14

6.4.1. Breve descrição da obra

O troço da Estrada Nacional 14 (EN14) objecto do presente estudo desenvolve-se entre Porto e Braga. Foram recentemente efectuadas obras de beneficiação do pavimento do troço compreendido entre o nó de Chantre (km 4+585) e o limite do Distrito de Braga (km 20+028), correspondendo a uma extensão de cerca de 15 km. Estas obras consistiram sumariamente na fresagem das misturas betuminosas existentes, na colocação de uma camada de base de mistura betuminosa de alto módulo e de uma camada de desgaste em betão betuminoso.

De acordo com o projecto de beneficiação (DSREN, 1995), “do km 4+585 ao km 14+000, o ambiente litológico é granítico, surgindo em geral solos fortemente caulinizados, com características geotécnicas inferiores ao que é habitual para tais formações geológicas. Do km 14+000 até ao final da intervenção (km 20+028) verifica-se a ocorrência de formações xistentas”.

A prospecção efectuada ao pavimento da EN14, no âmbito daquele projecto, revelou existirem, no lanço em beneficiação, três tipos básicos de estrutura do pavimento (DSREN, 1995):

- i) camadas de misturas betuminosas com espessura total entre 0,18 e 0,23 m, sobre base em macadame hidráulico, com uma espessura de 0,10 a 0,15 m;
- ii) camadas de misturas betuminosas com espessura total entre 0,18 e 0,20 m, sobre calçada em cubos de granito;
- iii) camadas de betão betuminoso, com espessura entre 0,07 e 0,18 m, aplicadas sobre uma semipenetração betuminosa e com fundação em macadame hidráulico, com cerca de 0,10 m de espessura.

A solução considerada para a reabilitação do pavimento em análise consistiu na fresagem das camadas do pavimento existente, numa espessura até 0,20 m, e posterior aplicação de uma camada de base em mistura betuminosa de alto módulo com granulometria do tipo

0/20, com ligante betuminoso de penetração 10/20, e espessura de 0,16 m, seguida de uma camada de desgaste com granulometria do tipo 0/14, com betume de penetração nominal 35/50, numa espessura de 0,06 m.

Os elementos de tráfego considerados pela DSREN para o dimensionamento do pavimento da EN14, (DSREN, 1995), são os que constam do Quadro 6.23.

Quadro 6.23 – Elementos de tráfego considerados para o dimensionamento do pavimento da EN14

Elementos	Valor
Coefficiente de agressividade (eixos padrão de 130 kN)	0,6
TMDp	150
Taxa média de crescimento	2,0%

TMDp – tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada.

6.4.2. Características dos materiais aplicados na camada de desgaste

6.4.2.1. Introdução

Durante a execução da obra, foram recolhidas amostras de mistura betuminosa à saída da espalhadora. Após a conclusão das obras de beneficiação, da camada de desgaste da EN14, procedeu-se à extracção de tarolos com 0,10 m de diâmetro, e de lajetas com cerca de 0,3 x 0,3 m².

Nas secções seguintes apresentam-se os resultados da caracterização laboratorial da mistura betuminosa da camada de desgaste e dos seus componentes, obtida a partir das amostras anteriormente referidas. Apresentam-se ainda os resultados do estudo de formulação, e da caracterização das várias fracções de agregados e do ligante betuminoso, de acordo com os dados fornecidos pela empresa Monte & Monte, S.A., (Monte & Monte, 2000), responsável pela execução da obra.

6.4.2.2. Agregados

A mistura de agregados do betão betuminoso aplicado na camada de desgaste é composta por quatro fracções granulométricas em que o material de maiores dimensões é de natureza granítica, tendo sido extraído da pedreira de Fornelos (britas 10/14 e 6/10). As restantes fracções foram fornecidos pela pedreira Mota & Companhia (pó 0/5) e pela Eurocálcio (filer calcário).

Análise granulométrica

A análise granulométrica das várias fracções e da mistura de agregados antes e após mistura com o betume, foi efectuada segundo as especificações do LNEC E 233 e LNEC E 235.

No Quadro 6.24 apresentam-se os resultados dos ensaios efectuados sobre as diversas fracções granulométricas. Na Figura 6.17 apresentam-se as curvas granulométricas obtidas para as fracções granulométricas constituintes da mistura de agregados.

Quadro 6.24 - Granulometria das fracções granulométricas (EN14)

Peneiros ASTM (abertura da malha)	Material passado (%)			
	Brita 10/14	Brita 6/10	Pó 0/6	Filer
1" (25,4 mm)	---	---	---	---
¾" (19,0 mm)	100,0	---	---	---
5/8" (15,9 mm)	---	---	---	---
½" (12,5 mm)	91,5	100,0	---	---
3/8" (9,52 mm)	22,7	93,9	100,0	---
Nº4 (4,75 mm)	3,8	13,8	98,6	---
Nº10 (2,00 mm)	2,4	5,6	67,5	---
Nº20 (0,85 mm)	1,9	4,0	45,9	100,0
Nº40 (0,425mm)	1,6	3,3	32,2	99,9
Nº80 (0,180mm)	1,4	2,7	19,5	99,4
Nº200 (0,075mm)	1,0	2,0	11,3	84,2

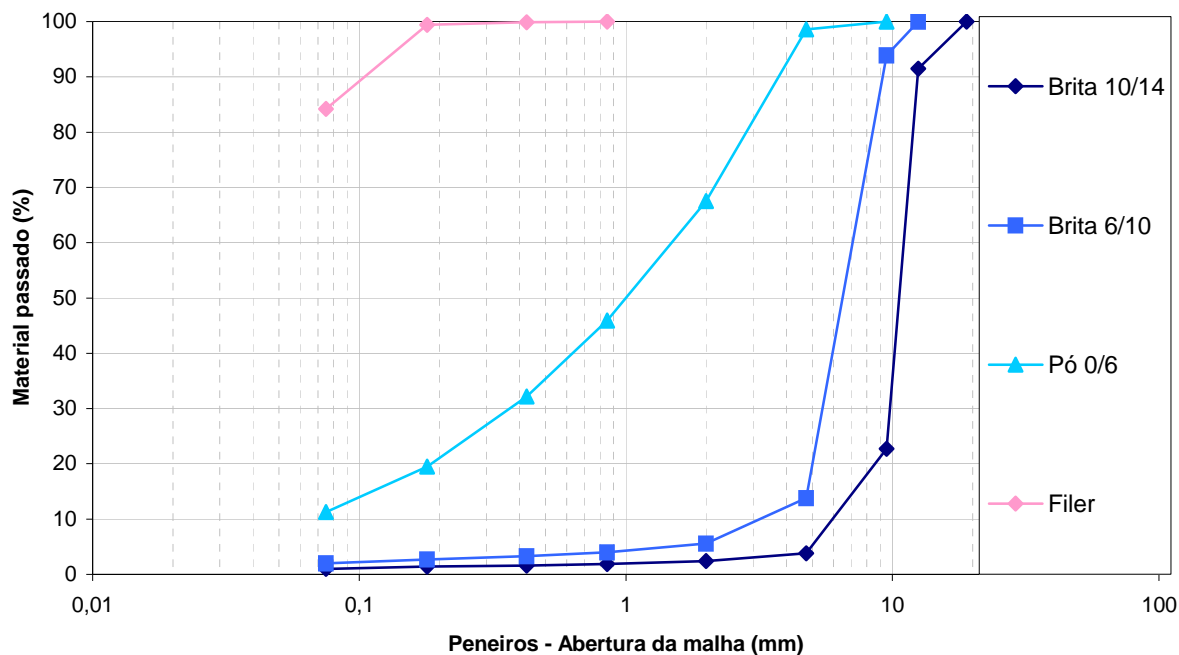


Figura 6.17 – Curvas granulométricas das várias frações de agregados (EN14)

No Quadro 6.25 e na Figura 6.18 apresentam-se os resultados da análise granulométrica da mistura de agregados, antes da adição do ligante betuminoso, e após extracção do betume por centrifugação dos tarolos recolhidos do pavimento. Apresenta-se também o fuso granulométrico preconizado no Caderno de Encargos – Tipo, para este tipo de mistura betuminosa (JAE, 1998).

Quadro 6.25 - Granulometria da mistura de agregados recuperados (EN14)

Peneiros ASTM (abertura da malha)	Material passado (%)		
	Mistura de agregados antes de adicionar o ligante ⁽¹⁾	Mistura betuminosa obtida dos tarolos	Fuso granulométrico do Caderno de Encargos (JAE, 1998)
¾" (19,0 mm)	100,0	100,0	---
5/8" (16,0 mm)	---	---	100,0
½" (12,5 mm)	97,5	79,7	80 – 88
3/8" (9,52 mm)	75,2	68,1	66 - 76
Nº4 (4,75 mm)	47,3	41,8	43 - 75
Nº10 (2,00 mm)	32,2	27,9	25 – 40
Nº20 (0,85 mm)	23,0	19,8	---
Nº40 (0,425mm)	17,2	15,9	10 – 18
Nº80 (0,177mm)	11,9	12,2	7 – 13
Nº200 (0,075mm)	7,9	9,3	5 - 9

⁽¹⁾ Dados fornecidos pela firma Monte e Monte, S.A.

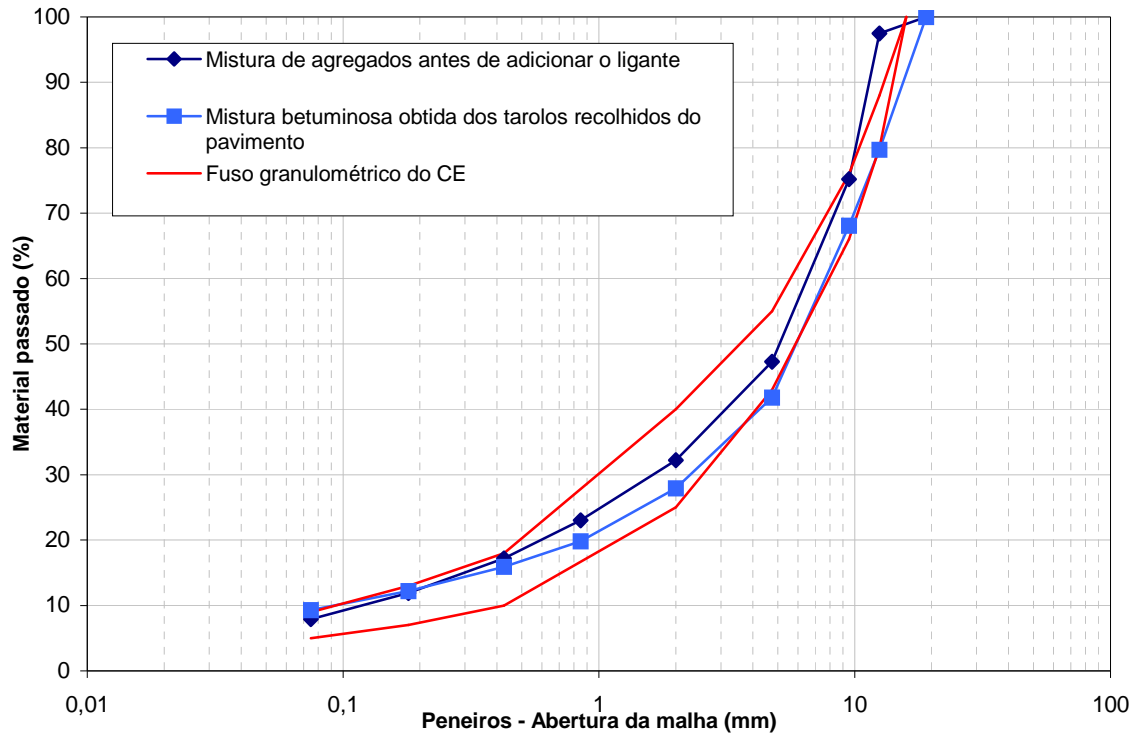


Figura 6.18 – Curvas granulométricas das misturas de agregados recuperados (EN14)

As curvas granulométricas das misturas de agregados obtidas da mistura betuminosa da camada de desgaste apresentam um andamento que se insere no fuso granulométrico apresentado no Caderno de Encargos – Tipo (JAE, 1998).

Forma das partículas de agregado

A determinação da forma das partículas dos agregados das frações 6/10 e 10/14 foi efectuada conforme a norma de ensaio BS 812:1960. No Quadro 6.26 apresentam-se os resultados obtidos para os índices de lamelação e de alongamento.

Quadro 6.26 – Índices de lamelação e alongamento (EN14)

Amostra	Índice de lamelação	Índice de alongamento
Brita 6/10	18%	25%
Brita 10/14	13%	28%

Os valores dos índices de lamelação e de alongamento obtidos para as amostras ensaiadas cumprem os valores especificados no Caderno de Encargos – Tipo, para este tipo de mistura, cujo valor máximo é de 25% (JAE, 1998). Exceptua-se o caso do valor do índice de alongamento obtido para a brita 10/14, que é ligeiramente superior àquele limite.

Desgaste pela máquina de Los Angeles

A determinação da resistência ao desgaste, foi realizada de acordo com a especificação do LNEC E237. No Quadro 6.27 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 6.27 – Resultados do ensaio de desgaste de Los Angeles (EN14)

Amostra	Composição granulométrica	Perda por desgaste
Brita 10/14	B	23%

Considerando o limite apresentado no Caderno de Encargos – Tipo, de 30%, para o caso de agregados graníticos (granulometria B), verifica-se que o valor obtido cumpre aquele limite (JAE, 1998).

Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia foi realizado sobre a mistura de agregados sem filler, de acordo com a especificação LNEC E199. No Quadro 6.28 apresentam-se os resultados do ensaio de equivalente de areia para a amostra ensaiada.

Quadro 6.28 – Resultados do ensaio de equivalente de areia (EN14)

Amostra	Equivalente de areia
Areia calcária 0/6	70%

O valor do equivalente de areia obtido está de acordo com os limites apresentados no Caderno de Encargos – Tipo, cujo mínimo preconizado é de 60% (JAE, 1998).

6.4.2.3. Betume

O betume utilizado na confecção da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste é um betume de penetração nominal 35/50 ao qual foi adicionado um aditivo (*Polyram 200*) na proporção de 3‰, por forma a aumentar a adesividade da mistura betuminosa em relação ao agregado.

Caracterização do betume recuperado

Procedeu-se à determinação do teor em betume da mistura betuminosa e à sua recuperação e posterior caracterização (penetração e temperatura de amolecimento). No Quadro 6.29 apresentam-se as características do betume recuperado da mistura betuminosa recolhida na espalhadora e da mistura betuminosa extraída do pavimento (tarolos).

Quadro 6.29 - Características do betume recuperado da mistura betuminosa (EN14)

Ensaio	Valores obtidos	
	Mistura betuminosa recolhida na espalhadora	Tarolos
penetração (25°C, 100g, 5s), 10^{-1} mm	40	44
temperatura de amolecimento pelo método do anel e bola, °C	52,2	51,4

Da análise dos valores constantes do Quadro 6.29, verifica-se que os resultados obtidos para as duas amostras ensaiadas, são da mesma ordem de grandeza, correspondendo a valores das penetrações superiores e a temperaturas de amolecimento inferiores aos do betume recuperado da obra do IP7/A6.

6.4.3. Características da mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste da EN14

Sobre as amostras de mistura betuminosa recolhidas à saída da espalhadora, e dos tarolos da camada de desgaste do pavimento da EN14, efectuou-se a determinação da composição da mistura betuminosa, bem como da respectiva compactidade, para o caso dos tarolos extraídos do pavimento.

Percentagem ponderal de betume

A determinação da percentagem ponderal de betume (relação entre o peso do betume e o peso total da mistura da amostra) foi efectuada por centrifugação, de acordo com a norma ASTM D2172. No Quadro 6.30 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 6.30 – Percentagem ponderal de betume da mistura betuminosa (EN14)

Amostra	Percentagem de betume (%)
mistura betuminosa recolhida à saída da espalhadora	4,5
tarolos	4,6

Baridade das misturas betuminosas compactadas

A baridade dos tarolos extraídos da camada de desgaste do pavimento foi determinada de acordo com a norma ASTM D 2726. No Quadro 6.31 apresentam-se os resultados obtidos.

Dado que os tarolos foram recolhidos numa área relativamente limitada, verifica-se que os valores das baridades são similares, apresentando como valor médio $2,398 \text{ g/cm}^3$ e um desvio padrão de $0,009 \text{ g/cm}^3$.

Quadro 6.31 - Baridade da mistura compactada recolhida da EN14

Tarolo	Baridade dos tarolos recolhidos (g/cm³)
1	2,414
2	2,393
2A	2,395
3	2,389
4	2,398
4A	2,397
5	2,399
6	2,392
7	2,398
8	2,402
8A	2,403
9	2,399
10	2,397
10A	2,398
11	2,403
12	2,415
12A	2,410
13	2,391
13A	2,385
14	2,411
15	2,395
16	2,397
17	2,403
18	2,396
18A	2,398
19	2,400
20	2,405
21	2,402
21A	2,400
22	2,373
23	2,386
23A	2,388
24	2,389
25	2,386
26	2,396
27	2,394
28	2,397
28A	2,394
29	2,398
30	2,407
31	2,407
32	2,397
32A	2,395
33	2,410
Valor médio	2,398
Desvio padrão	0,009

EN14
(proximidades
do km 14+250)

Baridade máxima teórica

A baridade máxima teórica foi determinada laboratorialmente de acordo com a norma ASTM D2041, sobre uma amostra de mistura betuminosa obtida a partir de tarolos extraídos, tendo-se obtido o valor de 2,489 g/cm³.

Porosidades e graus de compactação

Com base nos valores das baridades dos provetes e da baridade máxima teórica procedeu-se ao cálculo da porosidade (V_v) e do grau de compactação (GC). Apresentam-se ainda os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação calculados. Os resultados obtidos constam do Quadro 6.32.

Quadro 6.32 - Porosidades e graus de compactação

Identificação	Porosidade (%)	Grau de compactação⁽¹⁾ (%)
1	3,0	97,0
2	3,9	96,1
2A	3,8	96,2
3	4,0	96,0
4	3,7	96,3
4A	3,7	96,3
5	3,6	96,4
6	3,9	96,1
7	3,7	96,3
8	3,5	96,5
8A	3,5	96,5
9	3,6	96,4
10	3,7	96,3
10A	3,7	96,3
11	3,5	96,5
12	3,0	97,0
12A	3,2	96,8
13	3,9	96,1
13A	4,2	95,8
14	3,1	96,9
15	3,8	96,2
16	3,7	96,3
17	3,5	96,5
18	3,7	96,3
18A	3,7	96,3
19	3,6	96,4
20	3,4	96,6
21	3,5	96,5
21A	3,6	96,4
22	4,7	95,3
23	4,1	95,9
23A	4,1	95,9
24	4,0	96,0
25	4,1	95,9
26	3,7	96,3
27	3,8	96,2
28	3,7	96,3
28A	3,8	96,2
29	3,7	96,3
30	3,3	96,7
31	3,3	96,7
32	3,7	96,3
32A	3,8	96,2
33	3,2	96,8
Valor médio	3,7	96,3
Desvio padrão	0,33	0,33
Coefficiente de variação	8,9	0,4

⁽¹⁾ Tomando como referência o valor da baridade máxima teórica.

O valor médio da porosidade dos tarolos recolhidas da camada de desgaste do pavimento da EN14 é inferior ao limite mínimo preconizado no caderno de encargos da referida obra (3%) (Monte & Monte, 2000).

6.4.4. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas estáticas

Sobre os provetes recolhidos da camada de desgaste do pavimento da EN14, efectuaram-se ensaios de compressão uniaxial estáticos por forma a estudar o comportamento à deformação permanente da mistura betuminosa aplicada.

O procedimento de ensaio foi similar ao adoptado para os provetes da camada de desgaste do IP7/A6, compreendendo a aplicação de uma carga estática uniformemente distribuída sobre uma das faces dos provetes em ensaio.

Os provetes retirados da camada de desgaste do pavimento da EN14, foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial estáticos, nas seguintes condições:

1. à temperatura de 30°C, com a aplicação de dois ciclos de carga e descarga, com tempo de carga de 1 minuto e de descarga de 20 minutos e uma força axial de 2 kN;

pré-condicionamento, dos provetes em molde metálico, com a aplicação de 0, 500 ou 1500 ciclos de carga em compressão uniaxial de cargas repetidas, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34\text{s}$; $F_{\text{axial}} = 7,2 \text{ kN}$; $T = 30^\circ\text{C}$.

2. à temperatura de 40°C, com a aplicação de dois ciclos de carga e descarga, com tempo de carga de 1 minuto e de descarga de 20 minutos e uma força axial de 2 kN;

pré-condicionamento, dos provetes em molde metálico, com a aplicação de 0, 1000 ou 1500 ciclos de carga em compressão uniaxial de cargas repetidas, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34\text{s}$; $F_{\text{axial}} = 7,2 \text{ kN}$; $T = 40^\circ\text{C}$.

No Quadro 6.33 apresentam-se os valores médios das extensões irreversíveis obtidas com a realização de três ensaios nas mesmas condições. sobre os provetes recolhidos da camada de desgaste do pavimento da EN14, verificada no segundo ciclo de carregamento.

A designação apresentada para os vários provetes ensaiados está conforme a nomenclatura de identificação apresentada em 6.2.

Quadro 6.33 – Extensão irreversível obtida em ensaios de compressão uniaxial estático (EN14)

Identificação	Extensão irreversível
(EN14)UEAV330-0	3,199E-03
(EN14)UEBV340-0	3,443E-03
(EN14)UECV430-500	1,349E-03
(EN14)UEDV40-500	1,901E-03
(EN14)UEEV330-1500	1,957E-03
(EN14)UEFV340-1500	1,895E-03

Na Figura 6.17 representam-se graficamente os valores das extensões verticais medidas durante a realização dos ensaios de compressão uniaxial estáticos sobre os provetes ensaiados.

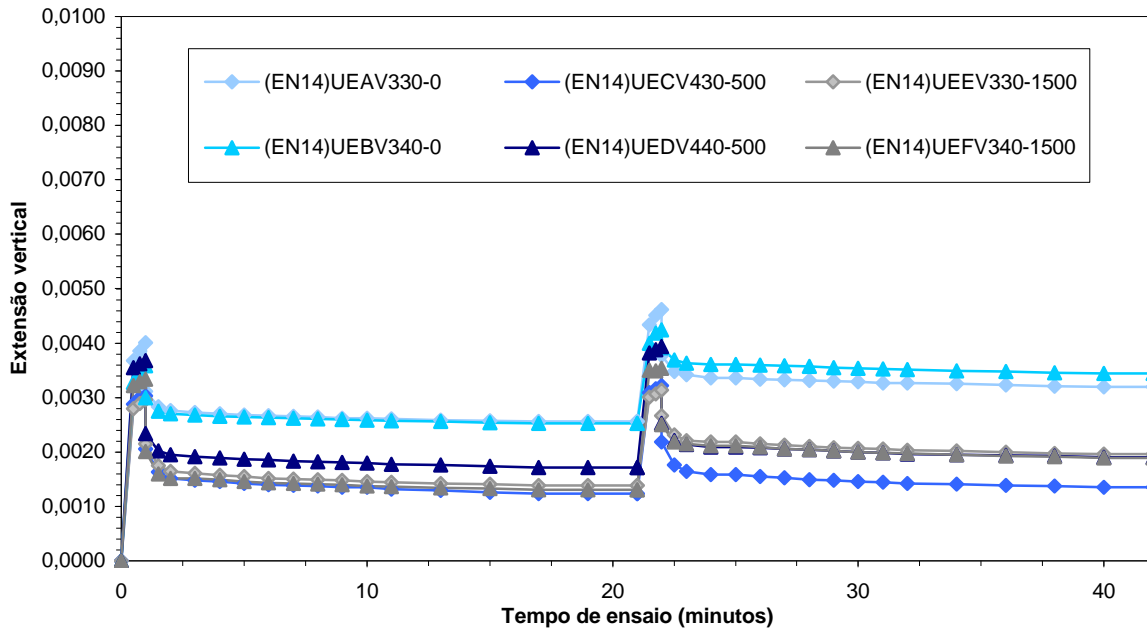


Figura 6.19 – Resultados obtidos em ensaio de compressão uniaxial estático para duas temperaturas de ensaio – 30°C e 40°C e para três condições de pré-condicionamento – 0, 500 e 1500 ciclos (EN14)

Da análise dos valores apresentados no Quadro 6.33 e na Figura 6.19, podem tecer-se as seguintes considerações.

- i) observa-se existir, tal como nos ensaios realizados sobre os provetes do pavimento do IP7/A6, influência da temperatura de ensaio no comportamento dos provetes submetidos ao ensaio de compressão uniaxial estático; com efeito os valores das extensões irreversíveis verificados em ensaios realizados a 40°C são superiores a cerca de 1,1 vezes aos observados nos ensaios realizados a 30°C, para provetes submetidos a condições de ensaio similares, nomeadamente no que respeita ao pré-condicionamento aplicado aos provetes,
- ii) o condicionamento inicial conferido aos provetes betuminosos influenciam o comportamento à deformação permanente; com efeito, a comparação entre os resultados obtidos para os provetes submetidos a 1500 ciclos e a 0 ciclos, em ambos os casos correspondentes a porosidades iniciais da ordem de 3%, permite concluir que o pré-condicionamento conduz a uma redução da extensão irreversível, à semelhança do observado para os provetes do IP7/A6.

6.4.5. Ensaio de simulação em pista de laboratório

Foram submetidas a ensaio, nas condições expressas na norma Espanhola NLT 173/84, a uma temperatura de ensaio de 60°C, três amostras resultantes de lajetas serradas da camada de desgaste do pavimento da EN14. Foram ainda submetidas a ensaio mais seis lajetas, três das quais recolhidas do pavimento e outras três moldadas em laboratório por vibro-compressão, a temperaturas de 40°C e de 50°C, respectivamente, permitindo assim analisar a influência da temperatura no comportamento da mistura betuminosa à deformação permanente, no ensaio de simulação em pista de laboratório.

No Quadro 6.34 apresentam-se as características volumétricas das lajetas submetidas a ensaio. À semelhança do que ocorreu para as lajetas do IP7/A6 constata-se que as lajetas recolhidas da EN14, moldadas em laboratório possuem baridades inferiores às das lajetas recolhidas do pavimento.

No Quadro 6.34 e na Figura 6.20 apresentam-se os resultados dos ensaios de simulação realizados.

À semelhança do que ocorreu para as lajetas do IP7/A6 constata-se que as lajetas da EN14, moldadas em laboratório possuem baridades inferiores às das lajetas recolhidas do pavimento.

Quadro 6.34 – Características volumétricas das lajetas da EN14 ensaiados

Identificação	Baridade (g/cm ³)	Porosidade				Grau de compactação ⁽¹⁾				
		Valor calculado (%)	Valor médio (%)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação (%)	Valor calculado (%)	Valor médio (%)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação (%)	
Recolhidos do pavimento	(EN14)SP1P60	2,395	3,8	4,4	0,853	19,5	96	96	0,853	0,9
	(EN14)SP2P60	2,390	4,0				96			
	(EN14)SP3P60	2,356	5,3				95			
	(EN14)SP4P40	2,394	3,8	4,8	0,895	18,5	96	95	0,895	0,9
	(EN14)SP5P40	2,354	5,4				95			
	(EN14)SP6P40	2,357	5,3				95			
Moldadas em laboratório	(EN14)SP7L50	2,313	7,1	7,1	0,061	0,9	93	93	0,061	0,1
	(EN14)SP8L50	2,315	7,0				93			
	(EN14)SP9L50	2,312	7,1				93			

Quadro 6.35 – Resultados do ensaios de simulação em pista das lajetas da EN14

Identificação	Temperatura de ensaio	Resultados obtidos		
		V _{60/120} (x10 ⁻³ mm/min)	V _{105/120} (x10 ⁻³ mm/min)	
Recolhidos do pavimento	40°C	(EN14)SP4P40	6,7	4,7
		(EN14)SP5P40	7,0	6,4
		(EN14)SP6P40	9,1	4,8
	60°C	(EN14)SP1P60	24,7	24,0
		(EN14)SP2P60	22,8	22,0
		(EN14)SP3P60	29,7	29,3
Moldadas em laboratório	50°C	(EN14)SP7L50	6,4	4,3
		(EN14)SP8L50	4,5	4,0
		(EN14)SP9L50	4,9	4,1

V_{105/120} – velocidade de deformação entre 60 min, e 120 min,

V_{60/120} – velocidade de deformação entre 105 min, e 120 min.

Como observado para as lajetas do IP7/A6 submetidas ao ensaio de simulação, não se verificou a rotura das lajetas ensaiadas, sendo apenas identificáveis o estágio 1 e o estágio 2, conforme se pode observar na Figura 6.20.

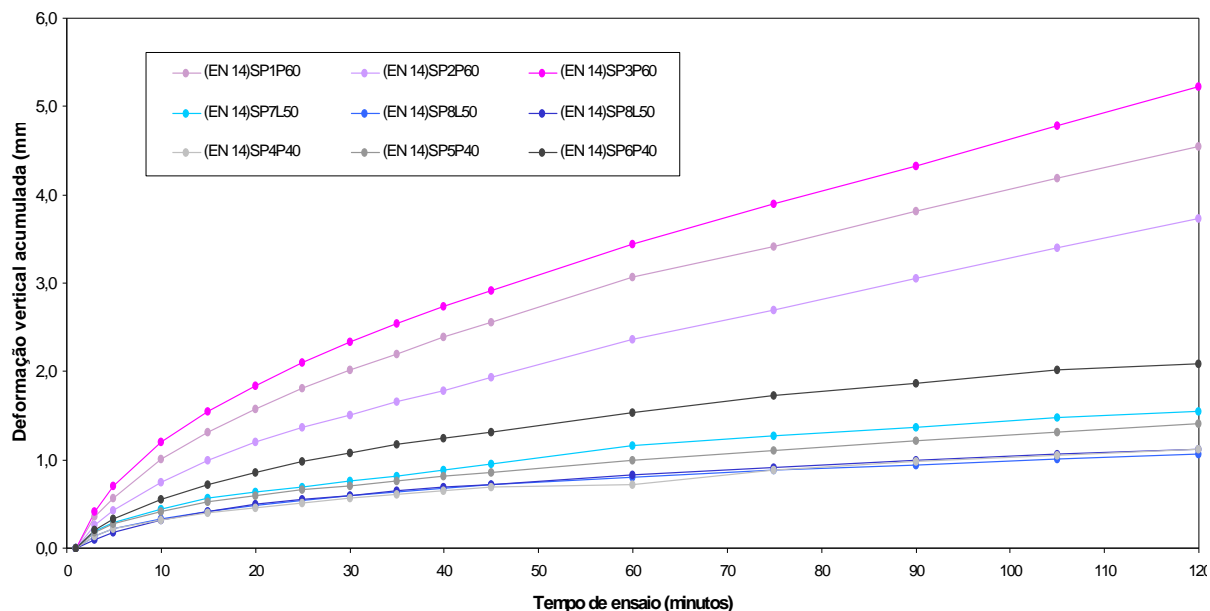


Figura 6.20– Variação da deformação vertical acumulada em ensaio de simulação de lajetas da EN14

No Quadro 6.36 apresentam-se os valores médios, os desvios padrão e os coeficientes de variação das velocidades de deformação obtidas nos vários ensaios de simulação realizados sobre as lajetas da EN14. Na Figura 6.21 apresenta-se a variação da velocidade de deformação calculada entre os 105 e os 120 minutos, para as várias temperaturas de ensaio.

Quadro 6.36 – Valores médios e desvios padrão dos resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório das amostras da EN14

Identificação		Temperatura de ensaio	V _{60/120}			V _{105/120}		
			Valor médio (x10 ⁻³ mm/min)	Desvio-padrão (x10 ⁻³ mm/min)	Coefficiente de variação (%)	Valor médio (x10 ⁻³ mm/min)	Desvio-padrão (x10 ⁻³ mm/min)	Coefficiente de variação (%)
Recolhidas do pavimento	(EN14)4L50 a (EN14)6L50	40°C	7,6	1,068	14,1	5,2	0,591	11,4
	(EN14)1L50 a (EN14)3L50	60°C	25,7	2,910	11,3	25,1	3,080	12,3
Moldadas em laboratório	(EN14)7L50 a (EN14)9L50	50°C	5,3	0,818	15,5	4,2	0,128	3,0

V_{105/120} – velocidade de deformação entre 60 min, e 120 min; V_{105/120} – velocidade de deformação entre 105 min, e 120 min.

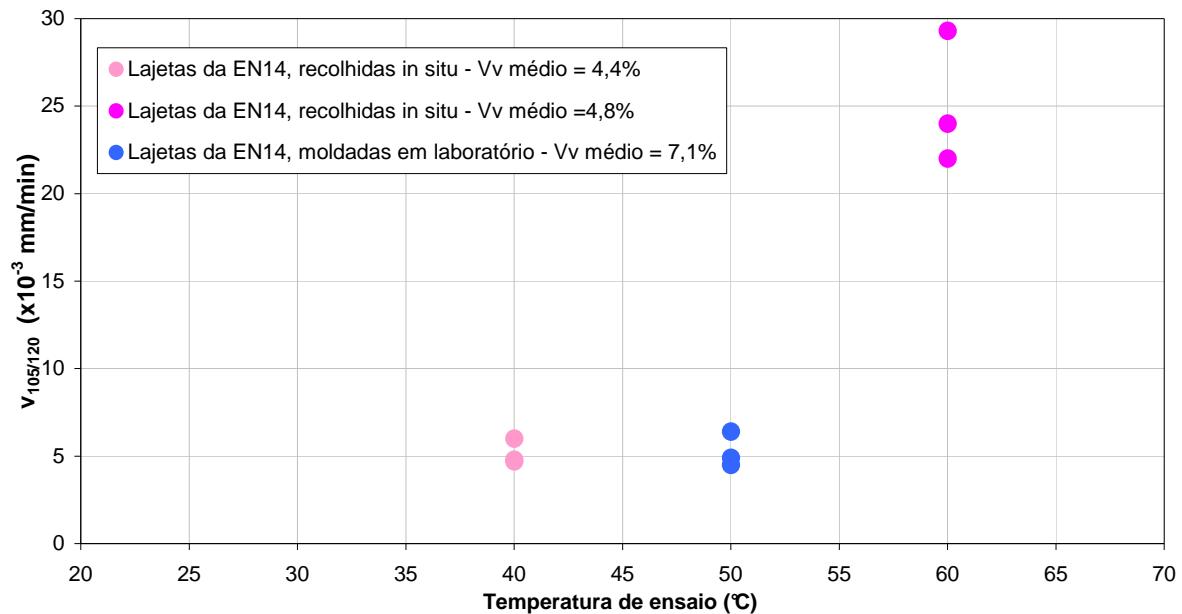


Figura 6.21 – Variação da velocidade de deformação $V_{105/120}$ com a temperatura de ensaio (EN14)

Da análise dos valores de velocidade de deformação obtidos (Quadro 6.35 e Quadro 6.36) e da evolução da deformação apresentada no gráfico da Figura 6.20 podem tecer-se as seguintes considerações:

- i) considerando a metodologia de ensaio proposta na NLT 173, que preconiza a realização dos ensaios de simulação a 60°C, observa-se que os resultados obtidos excedem claramente os máximos apresentados na especificação adoptadas em Espanha, para tráfegos mais elevados, para qualquer um dos três tipos de regiões climáticas consideradas naquele país;
- ii) da comparação dos valores médios das velocidades de deformação obtidos em ensaios realizados a 40°C e a 50°C, observa-se que os valores obtidos nos ensaios realizados a 50°C são inferiores aos obtidos nos ensaios realizados a 40°C, apresentando um desvio padrão inferior. Este facto poderá decorrer de as lajetas ensaiadas a 50°C terem sido compactadas em laboratório, apresentando uma menor variabilidade de baridades;
- iii) quando comparados os valores médios das velocidades de deformação obtidos em ensaios realizados a 40°C, sobre lajetas recolhidas do pavimento, observa-se que estes são cerca de 3,5 vezes inferiores aos obtidos em ensaios realizados a 60°C, evidenciando claramente a influência da temperatura de ensaio no comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas. Refira-se que as lajetas submetidas aos ensaios de simulação foram recolhidas do pavimento, apresentando valores médios de porosidade da mesma ordem de grandeza, superiores a 3%.

Verifica-se tal como observado para as lajetas do IP7/A6, submetidas ao ensaio de simulação em pista, que a temperatura de ensaio influencia não só os valores médios das velocidades de deformação, mas também os valores dos desvios padrão e dos coeficientes de variação calculados, obtendo-se uma menor variabilidade dos resultados para as temperaturas de ensaio mais baixas.

6.4.6. Ensaio de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas

Por forma a avaliar o comportamento da mistura à deformação permanente, sob diferentes temperaturas, à semelhança do que foi feito para os ensaios de simulação em pista, realizaram-se ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas a diferentes temperaturas de ensaio.

Assim, sobre os tarolos extraídos da camada de desgaste do pavimento da EN14 realizaram-se ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, conforme a metodologia apresentada no ponto 5.2, a três temperaturas distintas, 30°C, 40°C e a 60°C. Foram igualmente efectuados ensaios considerando diferentes pré-condicionamentos, por forma a avaliar a influência daquele parâmetro.

À semelhança do efectuado para o ensaio de compressão uniaxial estático, no pré-condicionamento dos provetes adoptaram-se tempos de carga e de repouso idênticos aos do ensaio de simulação em pista de laboratório.

Os provetes foram submetidos a ensaio nas seguintes condições:

1. à temperatura de 60°C com a aplicação de 2000 ciclos com carregamento tipo “*haversine*” ($t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$) e uma força de pico de 2 kN;

pré-condicionamento do provete com confinamento em molde metálico, com a aplicação de 1000 ou 1500 ciclos de carga/descarga, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$ $F = 7,2 \text{ kN}$; $T = 60^\circ\text{C}$;

2. à temperatura de 40°C com a aplicação de 2000 ciclos com carregamento tipo “*haversine*” ($t_{\text{carga}} = 0,33 \text{ s}$; $t_{\text{repouso}} = 1,34 \text{ s}$) e uma força máxima de 2 kN;

pré-condicionamento do provete com confinamento em molde metálico, com a aplicação de 1500 ciclos de carga/descarga, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}} = 0,33$ s; $t_{\text{repouso}} = 1,34$ s $F=7,2$ kN; $T = 40^{\circ}\text{C}$;

3. à temperatura de 30°C com a aplicação de 2000 ciclos com carregamento tipo “*haversine*” ($t_{\text{carga}} = 0,33$ s; $t_{\text{repouso}} = 1,34$ s) e uma força máxima de 2 kN;

pré-condicionamento do provete com confinamento em molde metálico, com a aplicação de 1500 ciclos de carga/descarga, nas seguintes condições: $t_{\text{carga}} = 0,33$ s; $t_{\text{repouso}} = 1,34$ s $F=7,2$ kN; $T = 30^{\circ}\text{C}$;

As várias condições de ensaio bem como os valores dos coeficientes de viscosidade obtidos para as várias condições de ensaio constam do Quadro 6.37, em função da temperatura de ensaio. Na Figura 6.22 apresenta-se a variação do coeficiente de viscosidade obtido dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas realizados sobre os tarolos da EN14, para as várias temperaturas de ensaio.

Quadro 6.37 – Condições de ensaio e valores do coeficiente de viscosidade obtidos (EN14)

Identificação	Temperatura de ensaio ($^{\circ}\text{C}$)	Tempo de carga (s)	Tempo de repouso (s)	η_1			
				Valor calculado (MPa.s)	Valor médio (MPa.s)	Desvio padrão (MPa.s)	Coefficiente de variação (%)
(EN14)UR13AV460-1000	60	0,33	1,34	175	166	9,0	5,4
(EN14)UR13V460-1000		0,33	1,34	157			
(EN14)UR1V360-1500		0,33	1,34	3.840	3.557	422,7	11,9
(EN14)UR12V360-1500		0,33	1,34	3.734			
(EN14)UR12AV360-1500		0,33	1,34	3.825			
(EN14)UR2V360-1500		0,33	1,34	2.828			
(EN14)UR5V340-1500	40	0,33	1,34	14.058	14.337	510,1	3,6
(EN14)UR4AV340-1500		0,33	1,34	13.890			
(EN14)UR4V340-1500		0,33	1,34	14.200			
(EN14)UR7V340-1500		0,33	1,34	15.200			
(EN14)UR10V330-1500	30	0,33	1,34	16.600	16.988	300,8	1,8
(EN14)UR10AV330-1500		0,33	1,34	16.800			
(EN14)UR2AV330-1500		0,33	1,34	17.200			
(EN14)UR28AV330-1500		0,33	1,34	17.350			

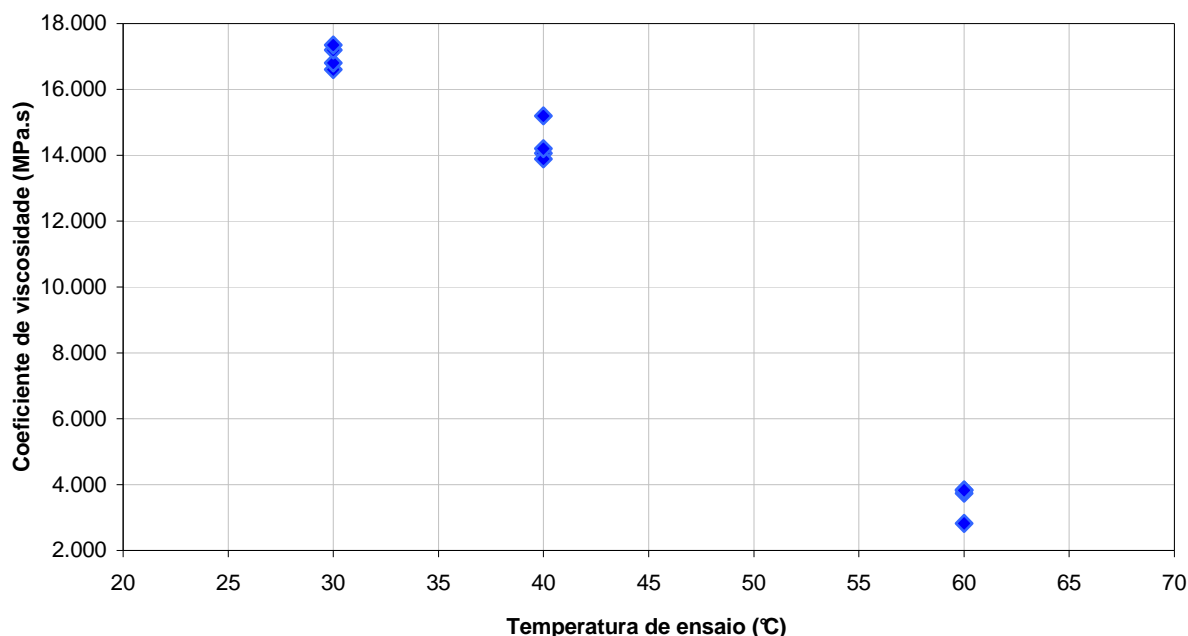


Figura 6.22 – Variação do coeficiente de viscosidade com a temperatura em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas (EN14)

Da análise dos valores do coeficiente de viscosidade obtidos para as várias condições de ensaio realizadas (Quadro 6.37 e Figura 6.22) observa-se, tal como verificado para os resultados obtidos nos ensaios realizados sobre os tarolos do IP7/A6, que a adoção de temperaturas de ensaio mais elevadas, independentemente das outras condições de ensaio a que os provetes foram sujeitos, conduz a valores do coeficiente de viscosidade mais baixos, traduzindo assim um pior comportamento à deformação permanente; verifica-se igualmente existir uma maior variabilidade nos resultados obtidos, expressa pelo valor do coeficiente de variação, para maiores temperaturas de ensaio (de 11,9%, para os ensaios a 60°C, e de 3,6% e 1,8%, para os ensaios a 40°C e 30 °C, respectivamente).

Os valores do coeficiente de viscosidade obtidos após a aplicação de 1500 ciclos de pré-condicionamento são superiores aos obtidos após 1000 ciclos de pré-condicionamento, traduzindo um melhor comportamento à deformação permanente.

6.5. Apreciação dos resultados dos ensaios realizados

O comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente pode ser afectado por diversos factores, como sejam as características dos constituintes das misturas betuminosas, os agregados e o ligante betuminoso, as suas percentagens relativas na composição das misturas, as características de compactidade e as metodologias de compactação, e ainda as condições de serviço, nomeadamente a temperatura e as acções devidas ao tráfego.

Nas secções anteriores apresentou-se um conjunto de resultados de ensaios realizados sobre amostras de dois tipos de misturas betuminosas, aplicadas como camada de desgaste em obras recentemente construídas no nosso país. Foram variadas algumas das condições de ensaio, tais como o pré-condicionamento dos provetes, ou a temperatura, tendo em vista avaliar a influência que estes parâmetros têm nos resultados alcançados. Nos parágrafos seguintes apresenta-se uma análise dos resultados alcançados.

6.5.1. Efeito das condições de ensaio

No Quadro 6.38 apresentam-se os valores médios e os coeficientes de variação calculados para os resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas e de simulação em pista de laboratório realizados sob diferentes condições de ensaio – pré-condicionamento dos provetes, e temperatura de ensaio, possibilitando uma análise comparativa da influência das várias condições de ensaio consideradas, para os dois pavimentos em estudo.

Quadro 6.38 – Efeito da temperatura de ensaio no comportamento à deformação permanente

Ensaio		Compressão uniaxial de cargas repetidas				Simulação em pista de laboratório			
		η_1				$V_{105/120}$			
Pavimento		IP7/A6		EN14		IP7/A6		EN14	
		Valor médio (MPa.s)	Coefficiente de variação (%)	Valor médio (MPa.s)	Coefficiente de variação (%)	Valor médio ($\times 10^{-3}$ mm/min)	Coefficiente de variação (%)	Valor médio ($\times 10^{-3}$ mm/min)	Coefficiente de variação (%)
Pré-condicionamento (número de ciclos)		1500		1500					
Temperatura	30°C			16988 (P)	1,8 (P)				
	40°C			14337 (P)	3,6 (P)	1,3 (L)	10,8 (P)	5,4 (P)	11,4 (P)
	50°C	6756 (P, entre rodeiras) – Vila Boim-Caia	1,7 (P, entre rodeiras) – Vila Boim-Caia			1,5 (L)	11,6 (L)	4,2 (L)	3,0 (L)
	60°C	6505 (P, entre rodeiras) – Vila Boim-Caia	23,4 (P, entre rodeiras) – Vila Boim-Caia	3557 (P)	11,9 (P)	1,8 (L) 7,5 (P)	13,2 (L) 17,8 (P)	25,1 (P)	12,3 (P)
9533 (P, entre rodeiras) - Caia – Vila Boim		25,1 (P, entre rodeiras) - Caia – Vila Boim							

LEGENDA:

- L – lajetas compactadas em laboratório;
 P – lajetas extraídas do pavimento.

Da análise dos resultados obtidos laboratorialmente, pode concluir-se que:

- A temperatura de ensaio influencia o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas. Assim, a adopção de valores mais elevados conduzirá a um pior comportamento à deformação permanente, do qual resultarão maiores *cavados de rodeira*;

Em Portugal, como anteriormente apresentado (Capítulo 5), as temperaturas de serviço verificadas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm de profundidade, não ultrapassam, em regra, os 50°C.

Para as duas misturas betuminosas aplicadas nas camadas de desgaste estudadas no presente trabalho, observou-se que a realização de ensaios a temperaturas mais elevadas conduz a uma maior dispersão de resultados, comprometendo a reprodutibilidade dos ensaios laboratoriais realizados.

A utilização em ensaios laboratoriais de temperaturas da ordem dos 60°C, com o objectivo de simular as condições mais desfavoráveis a que a mistura betuminosa poderá estar sujeita, e a realizar um ensaio mais acelerado, poderá conduzir a resultados enganadores, por muitos dos betumes utilizados terem valores da temperatura de amolecimento daquela ordem de grandeza.

- A aplicação de um pré-condicionamento, com a aplicação de um determinado número de ciclos de carga procurou simular a variação de compacidade verificada nos materiais betuminosos durante a designada “fase 1”, com velocidade de deformação variável.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de simulação em pista de laboratório, estimou-se que a aplicação de um pré-condicionamento de 1500 ciclos em compressão uniaxial de cargas repetidas, é suficiente para que seja atingida a “fase 2”, correspondente a uma velocidade de deformação constante.

Os resultados dos ensaios realizados, nos quais se aplicaram diferentes tipos de pré-condicionamento, variando entre 0 e 1500 ciclos, permitiram constatar que a aplicação de 1500 ciclos de pré-condicionamento conduz a um melhor comportamento à deformação permanente, quer em termos de ensaio de compressão uniaxial estático, quer em ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas.

- Da análise dos valores de coeficientes de viscosidade do amortecedor em série do modelo Burgers, obtidos a partir da interpretação dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, observou-se uma maior variabilidade de resultados que no caso dos resultados dos ensaios de simulação em pista de laboratório, para a mesma temperatura de ensaio. Refere-se no entanto que este aspecto deverá ser objecto de estudos mais aprofundados, incluindo a realização de um maior número de ensaios, sobre diferentes tipos de misturas betuminosas.
-

- A referida variabilidade de resultados, expressa pelo coeficiente de variação calculado, pode ser indicadora da necessidade de realizar um maior número de ensaios para cada uma das misturas caracterizadas no presente estudo, por forma a obter uma população de resultados mais expressiva. No entanto, atendendo à facilidade de obtenção das amostras para ensaio, e à simplicidade de aplicação da metodologia de ensaio, quando comparada com o ensaio de simulação em pista de laboratório, tornam-se evidentes as vantagens do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas na caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas;
- Verifica-se ainda, como seria de esperar, que o valor do coeficiente de viscosidade obtido em ensaios realizados a 60°C, é inferior ao obtido nos ensaios realizados a temperaturas inferiores, quer para o caso das amostras retiradas do pavimento do IP7/A6, quer do pavimento da EN14.

A influência que as condições de ensaio a que os provetes estão sujeitos têm no comportamento à deformação permanente, reforça claramente a necessidade de realizar os ensaios laboratoriais a uma temperatura de ensaio representativa das condições a que estão sujeitas as misturas betuminosas quando em serviço, e não a uma temperatura de ensaio demasiadamente elevada, em geral de 60°C. Refira-se que a adopção de temperaturas de ensaio demasiado elevadas, quando comparadas com as temperaturas de amolecimento do betume, poderá conduzir a resultados de ensaios de simulação que não traduzem o real comportamento da mistura betuminosa à deformação permanente, se a temperatura de serviço for mais baixa.

A necessidade de realizar os ensaios laboratoriais em condições tão próximas quanto possível das observadas *in situ*, coloca-se também no que concerne ao estado de tensão e ao tempo de carga. Poder-se-á assim, sob condições de ensaio controladas, avaliar com clareza o comportamento à deformação permanente da uma dada mistura betuminosa, ou ainda proceder à comparação do comportamento de duas ou mais misturas quando sujeitas às mesmas solicitações.

6.5.2. Comparação do comportamento à deformação permanente das duas misturas betuminosas estudadas

No presente caso as condições de realização dos ensaios laboratoriais foram controladas, podendo-se analisar os resultados de ensaios realizados nas mesmas condições, para as duas misturas betuminosas aplicadas na camada de desgaste. Assim poder-se-á justificar a diferença de comportamento à deformação permanente das duas misturas betuminosas ensaiadas pelas características dos seus constituintes e/ou pelas respectivas proporções nas misturas.

Uma análise comparativa dos resultados dos ensaios laboratoriais de caracterização do comportamento à deformação permanente das duas misturas betuminosas aplicadas nas camadas de desgaste dos pavimentos do IP7/A6 e da EN14, atendendo aos resultados apresentados nos Quadros 6.20, 6.22, 6.36 e 6.37 permite verificar que:

- I) No que respeita aos resultados dos ensaios de ensaio de simulação em pista de laboratório observa-se que, para as mesmas condições de ensaio, nomeadamente a temperatura (60°C), as lajetas retiradas do pavimento da EN14 apresentam velocidades de deformação cerca de 3,5 vezes superiores aos obtidos para as lajetas retiradas do IP7/A6.
 - II) Para as lajetas moldadas em laboratório, em ensaios realizados a 50°C, verifica-se que os valores obtidos para as amostras da EN14 são cerca de 3 vezes superiores aos obtidos para o IP7/A6.
 - III) Verifica-se, como já referido anteriormente, que a influência da temperatura no comportamento à deformação permanente é significativa, observando-se, para o caso das amostras da EN14, que ensaios de simulação em pista realizados a 40°C apresentam valores da velocidade de deformação cerca de 3,5 vezes inferiores aos obtidos nos ensaios realizados a 60°C, para as amostras com as mesmas características. Para as lajetas do IP7/A6 aquela relação é de 1,5 para os resultados obtidos em ensaios realizados a 40°C e a 60°C. Conclui-se que a mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste da EN14 é bastante mais sensível à variação da temperatura, na gama ensaiada, que a mistura betuminosa aplicada no IP7/A6. Este facto estará por certo relacionado com as características dos betumes utilizados;
-

- IV) De acordo com os resultados dos ensaios de simulação, para condições de ensaio expressas na norma de ensaio NLT 173/84, a mistura betuminosa aplicada na camada de desgaste do IP7/A6 apresenta um melhor comportamento à deformação permanente do que a apresentada pela mistura aplicada na camada de desgaste da EN14;

- V) Os valores do coeficiente de viscosidade obtidos a partir dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, realizados em condições equivalentes às do ensaio de simulação (tempo de carga 0,33s e tempo de repouso 1,34s), apontam também para um melhor comportamento da mistura betuminosa aplicada no pavimento do IP7/A6. Refira-se que quanto maior for o valor do coeficiente de viscosidade menor a deformação permanente apresentada pela mistura betuminosa;

- VI) Parece haver influência da percentagem de betume no comportamento da mistura betuminosa do IP7/A6. Com efeito, os tarolos recolhidos no sentido Vila Boim – Caia (percentagem de betume de 4,9%), apresentam valores de η_1 inferiores aos do sentido Caia – Vila Boim (percentagem de betume de 4,7%).

No que respeita às características dos agregados e respectivas composições granulométricas, apresentam-se na Figura 6.23 as curvas granulométricas das várias misturas de agregados, bem como das misturas de agregados recuperados após extracção do betume por centrifugação.

Da análise da Figura 6.23 e das granulometrias das várias fracções constituintes das duas misturas de agregados, observa-se que embora constituídas a partir de diferentes fracções, as curvas granulométricas finais apresentam andamentos muito semelhantes.

Quanto às características físicas dos agregados constituintes das misturas, nomeadamente, a forma das partículas e a percentagem de desgaste no ensaio de Los Angeles, está-se em presença de diversos factores que poderão influir no comportamento à deformação permanente das duas misturas betuminosas em estudo, designadamente: i) os agregados que constituem a mistura do IP7/A6 possuem melhores índices de lamelação e alongamento, e menores percentagens de desgaste, o que poderá constituir um aspecto favorável; ii) estes agregados são provenientes de materiais aluvionares o que constitui um aspecto desfavorável relativamente à mistura betuminosa da EN14, fabricada inteiramente com agregados graníticos britados.

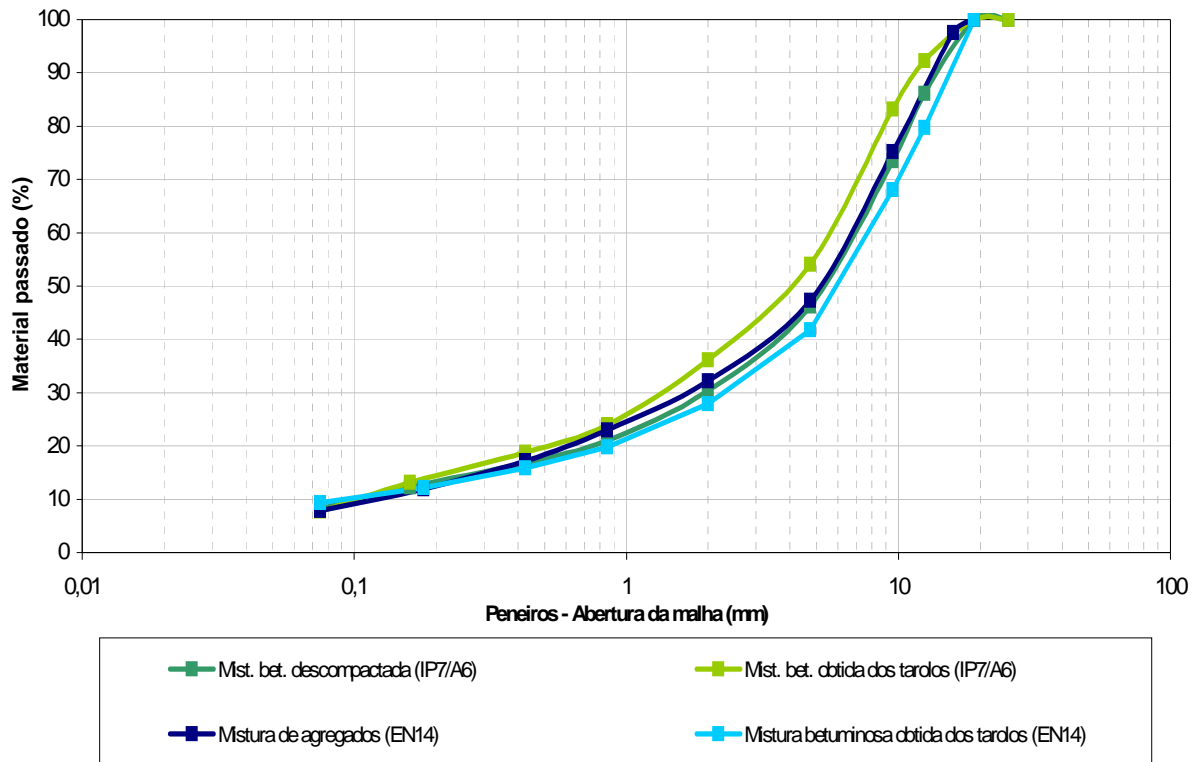


Figura 6.23 – Análise comparativa das granulometrias das duas misturas betuminosas

Para as duas misturas betuminosas em estudo foram utilizados betumes pertencentes à mesma classe, com penetração nominal 35/50. No entanto verifica-se que o betume recuperado dos tarolos recolhidos do pavimento do IP7/A6 é mais duro do que o recuperado da mistura betuminosa da EN14. Assim, no caso da mistura betuminosa da EN14, o betume recuperado apresenta um valor de temperatura de amolecimento de 51°C, inferior em 9°C à temperatura de ensaio de simulação (de 60°C) nas condições expressas na norma NLT 173. Este facto poderá ter tido uma importância decisiva nas diferenças de comportamento à deformação permanente das duas misturas betuminosas, conforme já referido anteriormente.

6.6. Modelação numérica do ensaio de simulação em pista

6.6.1. Introdução

Por forma a validar a metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas através de ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, procedeu-se à modelação numérica da resposta do provete no ensaio de simulação em pista de laboratório, considerando os parâmetros do modelo de Burgers obtidos para as misturas betuminosas estudadas, a partir dos resultados obtidos dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas.

A modelação numérica do ensaio de simulação em pista foi realizada com recurso à metodologia descrita no Capítulo 3.

A geração da malha de elementos finitos para modelação do ensaio, foi efectuada com base nos seguintes critérios:

1. a malha é constituída por elementos paralelepípedicos com dezasseis pontos nodais;
2. a subdivisão do meio contínuo deve ser mais fina nas zonas onde a variação de tensões é mais acentuada, nomeadamente nas proximidades da zona de aplicação das cargas;
3. a subdivisão realizada na direcção longitudinal (ao longo da qual se desloca a roda) compreendeu a consideração de doze elementos com dimensões iguais;
4. a subdivisão realizada na direcção vertical compreendeu a consideração de cinco camadas iguais, dada a reduzida espessura do meio contínuo;
5. foi considerada a existência de apoios rígidos na base do espaço em estudo, com restrição de deslocamentos na direcção vertical, e apoios rígidos nos limites laterais, com restrição de deslocamentos horizontais; estes apoios correspondem ao molde metálico cuja rigidez é muito superior à do provete submetido a ensaio.

Na Figura 6.24 apresenta-se uma perspectiva da malha de cálculo elaborada, com 1494 pontos nodais e 350 elementos de volume. Os pontos da base são fixos, na direcção

horizontal e os pontos das fronteiras laterais têm apenas impedido o deslocamento perpendicular ao seu plano, por forma a simular adequadamente a colocação do provete dentro do molde, durante o ensaio. Indica-se a amarelo a faixa de circulação da roda e a vermelho a área de contacto da roda.

Considerou-se, na modelação numérica efectuada, a aplicação de 2 idas e 2 regressos a uma velocidade de passagem da roda constante para a zona central de aplicação do carregamento, com uma pressão de contacto de 900 kPa (Quaresma, L. *et al.*, 2000(b)).

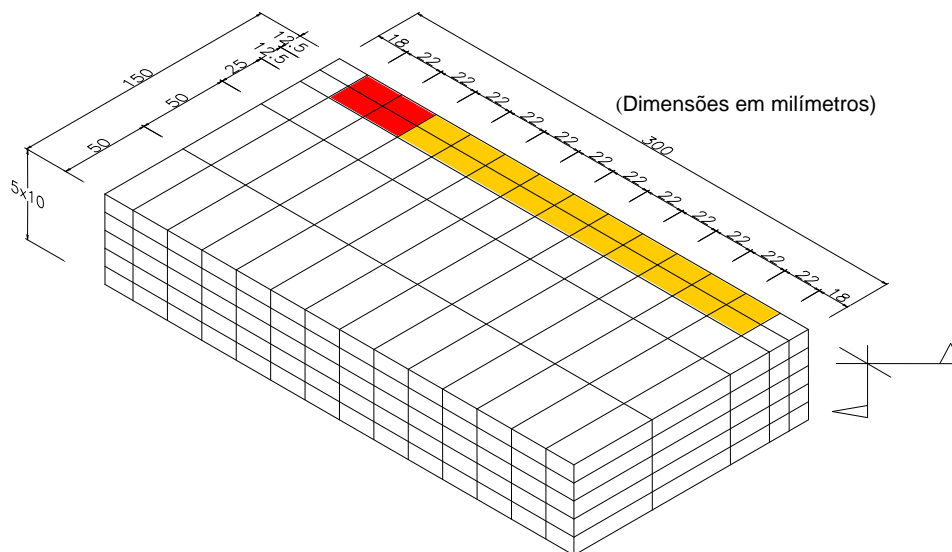


Figura 6.24 - Malha de elementos finitos utilizada na modelação do ensaio de simulação (adaptado de Ferreira, P.; Freire, A. C.; Batista, A.; Quaresma, L.; Rocha de Almeida, J., 2000(a))

Apresentam-se na Figura 6.25, os deslocamentos verticais à superfície, calculados no centro da lajeta, para dois valores de coeficientes de viscosidade.

Observa-se, da análise dos resultados obtidos, e após a realização de um estudo paramétrico, que a deformação permanente por ciclo varia na razão inversa do valor do coeficiente de viscosidade do amortecedor em série do modelo de Burgers, η_1 , ou seja, a deformação permanente por ciclo aumenta, com a diminuição do coeficiente de viscosidade:

$$\delta^i_{\text{permanente}} \times \eta_1^i = \delta^j_{\text{permanente}} \times \eta_1^j \quad (6.2)$$

em que $\delta^i_{permanente}$ é a deformação permanente estimada para um valor de coeficiente de viscosidade η^i_1 e $\delta^j_{permanente}$ representa a deformação permanente correspondente a uma valor de coeficiente de viscosidade η^j_1 .

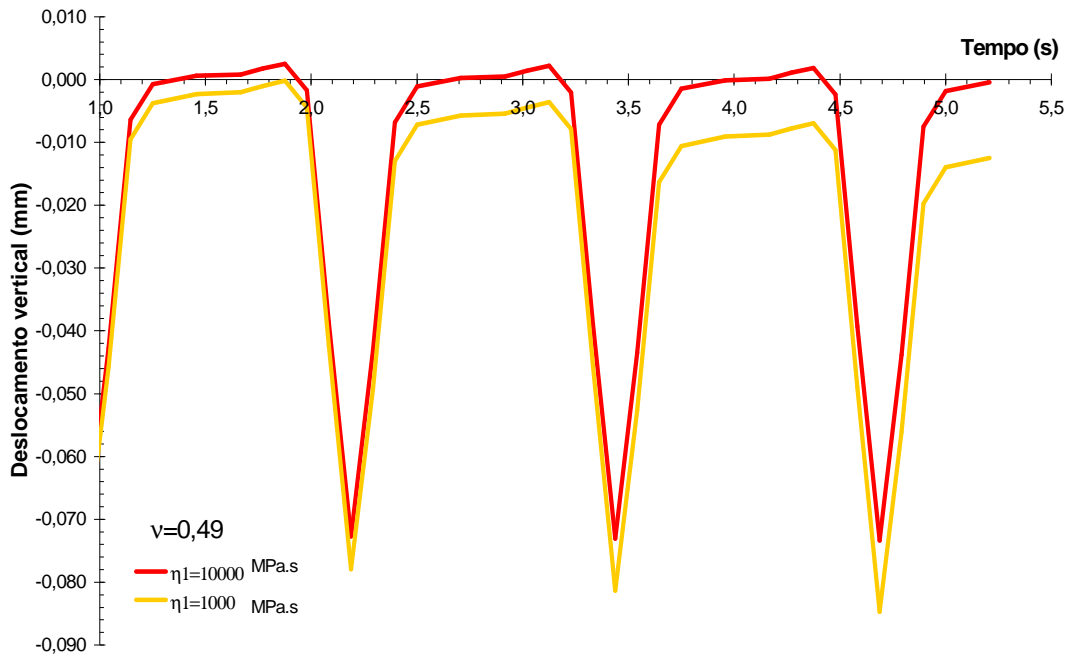


Figura 6.25 - Deformação vertical acumulada no centro da lajeta, à superfície, obtida através da modelação numérica do ensaio de simulação (adaptado de Ferreira, P., 2001)

Para as condições do ensaio de simulação em pista de laboratório, o coeficiente de Poisson pode apresentar valores próximos de 0,5, dadas as temperaturas de ensaio elevadas usualmente adoptadas (60°C). No presente estudo considerou-se, por limitações numéricas associadas à metodologia adoptada, o valor de 0,49, nos cálculos efectuados com o programa de elementos finitos do LNEC. No entanto para valores inferiores da temperatura de ensaio devem ser considerados outros valores do coeficiente de Poisson, referindo-se o caso dos ensaios realizados a 40°C, para os quais se adoptou um valor de coeficiente de Poisson de 0,35 (Batista, A. *et al.*, 1992; Ullidtz, P., 1997; COST 333, 1999).

Na Figura 6.32 pode observar-se a relação existente entre a deformação permanente por ciclo, à superfície, no centro da lajeta e o valor do coeficiente de viscosidade η_1 , para dois valores extremos do coeficiente de Poisson ($\nu = 0,00$ e $\nu = 0,49$).

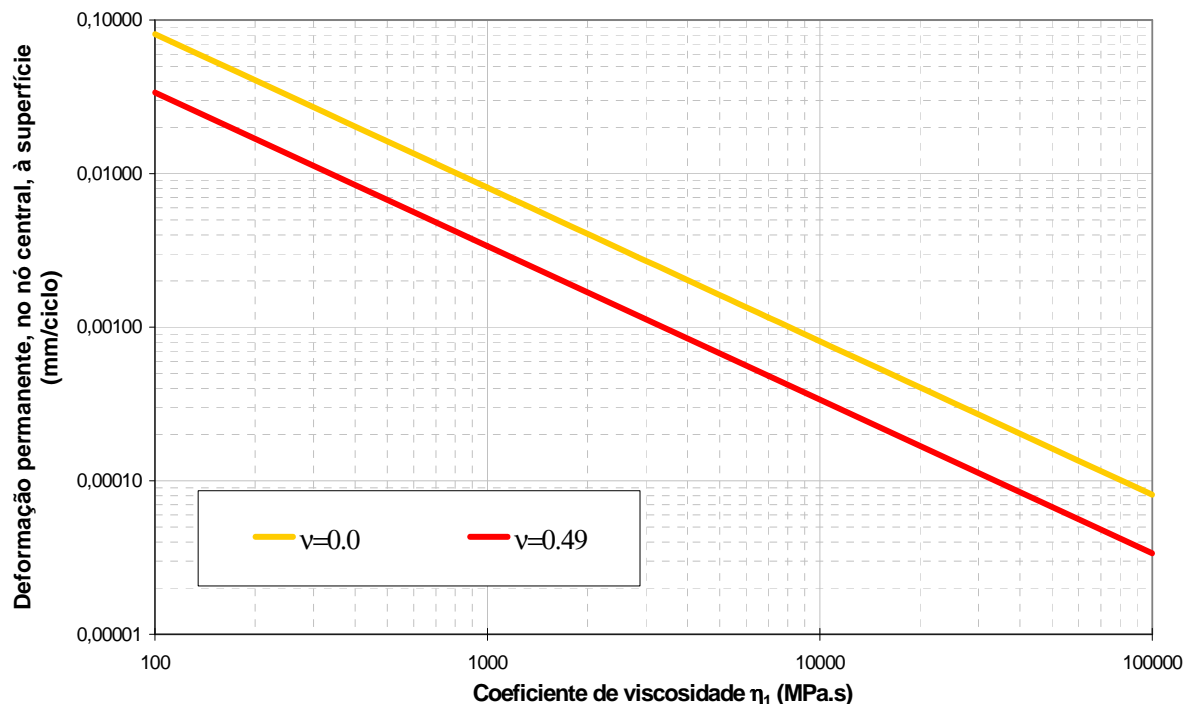


Figura 6.26 - Relação entre a deformação permanente por ciclo e o valor de η_1 (adaptado Ferreira, P. et al., 2000 (a))

6.6.2. Modelação numérica do comportamento dos materiais aplicados nas camadas de desgaste do IP7/A6 e da EN14

Nesta secção apresentam-se os resultados da modelação numérica do comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas recolhidas das camadas de desgaste dos pavimentos do IP7/A6 e da EN14, com o objectivo de simular o comportamento observado em ensaios de simulação em pista de laboratório realizados sobre as lajetas recolhidas daqueles pavimentos.

No Quadro 6.39 apresentam-se os resultados da modelação numérica efectuada para calcular a resposta obtida para os ensaios de simulação em pista com base nos resultados do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas realizados sobre os tarolos extraídos das camadas de desgaste do IP7/A6 e da EN14, e comparam-se com os correspondentes valores obtidos experimentalmente no ensaio de simulação em pista.

Quadro 6.39 – Resultados da modelação numérica do ensaio de simulação em pista

Loca	Ensaio		
	Ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas (tarolos extraídos do pavimento)	Ensaio de simulação em pista de laboratório (lajetas extraídas do pavimento)	Modelação numérica do ensaio de simulação (tomando os valores médios de η_1)
IP7/A6	Vila Boim – Caia (60°C)	0,000250 < $\delta_{perm, max}$ < 0,000440 mm/ciclo (60°C)	$\delta_{permanente} = 0,000489$ mm/ciclo
	Caia – Vila Boim (60°C)		$\delta_{permanente} = 0,000352$ mm/ciclo
EN14	60°C	0,000917 < $\delta_{perm, max}$ < 0,001220 mm/ciclo	$\delta_{permanente} = 0,000951$ mm/ciclo
	40°C		$\delta_{permanente} = 0,000390$ mm/ciclo

Da análise dos valores apresentados no Quadro 6.39 observa-se que o modelo matemático aplicado interpreta, de forma satisfatória, o comportamento observado nos ensaios de simulação em pista de laboratório. Pode-se pois concluir que o coeficiente de viscosidade (η_1) determinado através dos ensaios laboratoriais de compressão uniaxial de cargas repetidas pode ser utilizado para avaliar o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste.

Uma vez que a preparação de provetes para ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas se reveste de maior simplicidade do que a preparação, quer em laboratório quer em campo, das lajetas para ensaio de pista, poderá haver vantagens significativas na utilização daquele método de ensaio laboratorial, relativamente ao ensaio de simulação em pista. Acresce que a preparação de lajetas em laboratório para ensaios de simulação em pista conduz a porosidades diferentes das obtidas em obra, tendo-se constatado que este aspecto influencia os resultados obtidos.

6.7. Conclusões

Pretendeu-se com o presente estudo aplicar a metodologia proposta no Capítulo 5 a duas misturas betuminosas utilizadas em camadas de desgaste de pavimentos recentemente

construídos no nosso país. Os ensaios realizados tiveram ainda o intuito de avaliar a influência de diversos parâmetros no comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.

Tendo em vista a aplicação da referida metodologia a um caso prático, foi seleccionada a camada de desgaste de um trecho do pavimento do IP7/A6, do qual se recolheram amostras de mistura betuminosa não compactada, e se extraíram tarolos e lajetas da camada de desgaste, após a entrada em serviço do pavimento. Foi também seleccionada a camada de desgaste do pavimento da EN14, da qual se extraíram lajetas e tarolos.

Com a escolha destas duas camadas de desgaste pretendeu-se incluir no estudo desenvolvido materiais de maior utilização no nosso país – como sejam os agregados de natureza granítica constituintes da mistura de agregados da camada de desgaste da EN14, e ainda outros que presentemente são cada vez mais adoptados, os agregados de origem aluvionar britados.

Em laboratório caracterizaram-se as misturas betuminosas recolhidas, bem como os seus componentes - mistura de agregados e ligante betuminoso.

Sobre as lajetas recolhidas das camadas de desgaste dos pavimentos, realizaram-se ensaios de simulação nas condições expressas na norma de ensaio espanhola NLT 173/84. Por forma a avaliar a influência da temperatura de ensaio no comportamento à deformação permanente, e atendendo aos valores das temperaturas verificadas nas camadas betuminosas, a 2,5 cm de profundidade, apresentados no Capítulo 3, para quatro locais distintos do nosso país, realizaram-se ensaios de simulação a 40°C e 50°C, sobre as misturas betuminosas das duas camadas de desgaste em estudo.

Sobre os tarolos recolhidos realizaram-se ensaios de compressão uniaxial estáticos e ainda com aplicação de cargas repetidas nas condições de temperatura, e carregamento utilizadas no ensaio de simulação normalizado, e ainda sob outras temperaturas de ensaio (30°C, 40°C e 50°C).

Com a aplicação do modelo viscoelástico de Burgers calculou-se o coeficiente de viscosidade (η_1) do amortecedor associado em série do modelo de Burgers, considerado como o parâmetro mais adequado para a obtenção da deformação permanente das misturas betuminosas.

Do conjunto de acções levadas a cabo e dos resultados obtidos e apresentados neste capítulo, podem tecer-se as seguintes considerações:

- I) Foi desenvolvida e aplicada uma metodologia para a caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas considerando que estas apresentam um comportamento viscoelástico, quando submetidas a impulsos de carga de curta duração.

Para materiais com comportamento viscoelástico verifica-se que as deformações permanentes dos pavimentos dependem essencialmente do coeficiente de viscosidade do amortecedor em série do modelo de Burgers (η_1) e do coeficiente de Poisson das misturas betuminosas (ν);

- II) Como estes parâmetros variam com diversos factores tais como as características do ligante, a temperatura, o grau de compactação, etc., a qualidade dos resultados da análise estrutural é fortemente condicionada pela adequada caracterização experimental destes parâmetros;
- II) Desta forma é fundamental que os ensaios laboratoriais desenvolvidos e propostos para caracterização do comportamento à deformação permanente, reproduzam o melhor possível as condições verificadas in situ, nomeadamente no que concerne à temperatura, estado de compactidade e estado de tensão.
- III) Observou-se claramente a influência que a temperatura de ensaio tem no comportamento à deformação permanente, qualquer que seja o método de ensaio adoptado. A realização de ensaios laboratoriais a temperaturas demasiado elevadas, muitas vezes justificadas por simularem situações extremas que raramente ocorrem, podem conduzir à obtenção de resultados que não expressam o real comportamento da mistura betuminosa quando aplicada no pavimento;

A adopção de elevadas temperaturas de ensaio conduz ainda à obtenção de resultados com maior dispersão de valores;

Esta situação indicia claramente a necessidade de realizar os ensaios laboratoriais a uma temperatura representativa das condições climáticas observadas em Portugal, e não a uma temperatura de ensaio demasiadamente elevada, em geral de 60°C, considerada como mais gravosa das reais condições de aplicação das misturas betuminosas. A menor variabilidade de resultados obtida em ensaios com temperaturas mais baixas possibilita ainda a realização de um menor número de ensaios para a obtenção de valores representativos;

- IV) Conclui-se que a utilização de ensaios de compressão uniaxial com aplicação de cargas repetidas é adequada para a caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas;

- V) Com base na interpretação dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas é possível obter o coeficiente de viscosidade do amortecedor colocado em série no modelo de Burgers.
- VI) Utilizando os valores do coeficiente de viscosidade do amortecedor em série do modelo de Burgers determinados com base em ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, efectuou-se a modelação numérica do ensaio de simulação em pista de laboratório, recorrendo ao método dos elementos finitos, de acordo com o exposto no Capítulo 3. Os resultados da modelação numérica foram comparados com resultados experimentais obtidos em ensaio de simulação em pista para as mesmas misturas, tendo-se constatado que a modelação numérica conduz a resultados satisfatórios.

Conclui-se que a determinação dos parâmetros do modelo de Burgers com base em ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas constitui um método adequado de avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas;

- VII) Os parâmetros do modelo de Burgers assim determinados podem ser utilizados para prever a deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em pavimentos, recorrendo à modelação do comportamento estrutural do pavimento através do método dos elementos finitos.
-

Capítulo 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. Introdução

Nos últimos anos observou-se uma acentuada tendência, em Portugal e no resto do mundo, para a construção de pavimentos rodoviários com camadas betuminosas cada vez mais espessas, como resposta ao aumento do volume de tráfego e ao valor das cargas por eixo dos veículos pesados, sendo portanto maior a parcela de contribuição destas camadas para a ocorrência de deformações permanentes à superfície dos pavimentos. Este tipo de degradação reveste-se de importância sobretudo para as misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste, por serem as que se encontram em situação mais desfavorável, quer do ponto de vista das acções induzidas pelos rodados dos veículos, quer do ponto de vista das acções climatéricas.

Com o presente estudo pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em pavimentos rodoviários, tendo em consideração o comportamento viscoelástico destes materiais.

Os principais aspectos abordados neste trabalho de investigação compreendem o estabelecimento de uma metodologia de avaliação do comportamento das misturas betuminosas, tendo em atenção as acções induzidas pelo tráfego e as condições climáticas.

A referida metodologia assenta essencialmente na utilização do equipamento de cargas repetidas, sob condições de ensaio que se possam considerar representativas das

condições verificadas em serviço e na interpretação dos resultados obtidos, utilizando o modelo reológico de Burgers para descrever o comportamento viscoelástico do material.

As propriedades das misturas betuminosas, assim determinadas, podem ser utilizadas na modelação numérica da resposta do pavimento às acções dos rodados dos veículos, admitindo que a mistura betuminosa apresenta um comportamento viscoelástico. É assim possível, contribuir para o aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento de pavimentos por via analítica.

Implementaram-se técnicas laboratoriais consideradas adequadas para o efeito, procurando-se que os ensaios simulassem as solicitações a que o material fica sujeito quando incorporado na estrutura do pavimento em serviço.

Nos primeiros seis capítulos deste trabalho foram já apresentadas conclusões e reflexões a retirar dos resultados dos trabalhos desenvolvidos, sintetizando-se os aspectos mais relevantes.

No presente capítulo faz-se uma síntese do trabalho desenvolvido, referindo-se as principais conclusões alcançadas, e apresenta-se uma apreciação global do trabalho, apontando-se algumas linhas de prosseguimento dos trabalhos futuros.

7.2. Síntese do trabalho desenvolvido

Pretendeu-se com o presente estudo desenvolver e aplicar uma metodologia que permita avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste de pavimentos.

A metodologia desenvolvida assenta na realização de ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas em condições controladas. Referem-se como condições de ensaio a estabelecer a temperatura, o estado de tensão aplicado, e os tempos de carga e de repouso a que os provetes são sujeitos. A selecção do tipo de solicitações aplicadas ao provete e das restantes condições de ensaio, nomeadamente a temperatura, é efectuada por forma a

representar adequadamente as condições a que a mistura betuminosa está sujeita, quando inserida na estrutura do pavimento em serviço.

Foi efectuada uma revisão crítica dos conhecimentos actuais no domínio da deformação permanente das misturas betuminosas, compreendendo, nomeadamente os aspectos relacionados com a sua composição que condicionam o seu comportamento, os principais modelos reológicos utilizados para descrever este comportamento, e os principais métodos e equipamentos de ensaio utilizados para a caracterização das misturas betuminosas, do ponto de vista da deformação permanente.

Como resultado da análise dos diversos modelos reológicos utilizados para descrever o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas, considerou-se que o modelo de Burgers era adequado para o presente estudo, tendo em atenção que traduz razoavelmente o comportamento das misturas betuminosas sob a acção de cargas repetidas induzidas pelo tráfego, não sendo, no entanto, demasiado complexo.

A metodologia de avaliação do comportamento à deformação permanente proposta assenta na realização de ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas, sob condições de temperatura, estado de tensão e de frequência de aplicação das cargas, que simulassem as condições observadas no ensaio de simulação. A partir dos resultados dos ensaios com aplicação de cargas repetidas é possível, considerando o modelo de Burgers, obter os parâmetros caracterizadores do comportamento viscoelástico das misturas betuminosas estudadas.

A interpretação dos resultados obtidos é efectuada com a aplicação do modelo viscoelástico de Burgers obtendo-se o coeficiente de viscosidade (η_1) do amortecedor associado em série, parâmetro este que condiciona a previsão da deformação permanente das misturas.

Tendo em vista a aplicação da referida metodologia a casos reais, foram seleccionadas as camadas de desgaste dos pavimentos do IP7/A6 e da EN14, do qual se recolheram diversas amostras de mistura betuminosa da camada de desgaste.

Com a escolha destes dois pavimentos pretendeu-se abranger duas situações distintas, quer do ponto de vista das condições climáticas, quer dos materiais aplicados.

Em laboratório caracterizaram-se as misturas betuminosas recolhidas, bem como os seus componentes - mistura de agregados e ligante betuminoso.

Sobre lajetas recolhidas das duas obras, realizaram-se ensaios de simulação em pista de laboratório nas condições expressas na norma de ensaio espanhola NLT 143, adoptando, no entanto várias temperaturas de ensaio: 60°C, com forme especificado, e ainda a 50°C e a 40°C, por forma a analisar comparativamente os resultados obtidos, tendo em conta a influência daquele parâmetro no comportamento à deformação permanente. Sobre os tarolos recolhidos realizaram-se ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas em condições de ensaio similares às observadas no ensaio de simulação (temperatura, estado de tensão e tempo de aplicação/repouso das cargas aplicadas).

Por forma a validar a metodologia desenvolvida efectuou-se a comparação dos valores da velocidade de deformação medida no ensaio de simulação em pista realizado em laboratório, com os obtidos através de modelação numérica recorrendo aos elementos finitos, com aplicação do modelo de Burgers, cujos parâmetros foram determinados através do ensaio de compressão uniaxial de cargas repetidas. Os resultados obtidos foram satisfatórios.

Foram igualmente realizados ensaios de compressão uniaxial estáticos, sob diversas temperaturas de ensaio e diferentes tempos de carregamento e de repouso. Os provetes submetidos a ensaio foram previamente sujeitos a diferentes condições de pré-condicionamento, consistindo na aplicação de determinado número de ciclos de aplicação de cargas. Os resultados dos ensaios de compressão uniaxial estáticos permitiram compreender o comportamento dos materiais betuminosas à deformação permanente e analisar o seu comportamento viscoelástico.

Do conjunto de acções levadas a cabo no presente estudo e dos resultados obtidos, podem tecer-se as seguintes considerações:

- I) Foi implementada uma metodologia para a caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas considerando que estas apresentam um comportamento viscoelástico, quando submetidas a impulsos de carga de curta duração. Este tipo de comportamento é considerado adequado para descrever o fenómeno da deformação permanente de misturas betuminosas na fase linear, ou seja quando se observa uma velocidade de deformação constante.

Como condição fundamental da aplicação da metodologia de caracterização do comportamento à deformação permanente refere-se a temperatura de ensaio proposta, como resultado da análise da frequência de ocorrências de temperaturas de serviço, em pavimentos para diversas regiões climáticas em Portugal continental. Conclui-se que estas temperaturas se deverão situar entre os 40°C e os 50°C, consoante a região, o que é inferior à temperatura de 60°C adoptada por diversos Institutos de Investigação.

- II) Para materiais com comportamento viscoelástico verifica-se que as deformações permanentes dependem essencialmente do coeficiente de viscosidade do amortecedor em série do modelo de Burgers (η_1) e do coeficiente de Poisson (ν);

No caso das misturas betuminosas estes parâmetros variam com diversos factores tais como as características do betume, a temperatura, a composição e compacidade da mistura, etc., observando-se que a qualidade dos resultados de avaliação do comportamento à deformação permanente com recurso à análise estrutural de pavimentos é condicionada pela adequada caracterização experimental destes parâmetros;

Desta forma é fundamental que os ensaios laboratoriais executados reproduzam o melhor possível as condições verificadas *in situ*, nomeadamente no que concerne à temperatura, estado de tensão, forma de aplicação das cargas e estado de compacidade.

- III) Conclui-se que os ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas são adequados para a caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas;

Com base na interpretação dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial de cargas repetidas é possível obter os parâmetros que intervêm no modelo de Burgers, que poderão ser utilizados como dados para a previsão da deformação permanente nas camadas betuminosas através da análise estrutural.

7.3. Apreciação global do trabalho desenvolvido e prosseguimento de trabalhos futuros

Numa apreciação global do trabalho desenvolvido e dos resultados alcançados, pode considerar-se que os seus principais objectivos, apresentados no Capítulo 1, foram alcançados, dado que a metodologia proposta parece ser adequada para avaliar o comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.

Perspectivam-se, no entanto, alguns aspectos, no domínio da previsão do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas aplicadas em camadas de pavimentos rodoviários, que se julga merecerem desenvolvimentos futuros.

A metodologia desenvolvida foi aplicada ao estudo de duas misturas betuminosas empregues em camadas de desgaste de pavimentos recentemente construídos. Dos resultados obtidos ressaltou o facto de as duas misturas betuminosas exibirem comportamentos distintos, do ponto de vista da deformação permanente, embora estas tenham sido executadas de acordo com idênticas especificações, o que se atribui às características dos materiais constituintes das misturas (agregados e betume).

Torna-se importante prosseguir os estudos de investigação neste campo de uma forma mais sistemática, abrangendo um maior número de tipos de misturas betuminosas, aplicadas em diversas zonas do país, por forma a avaliar a influência dos diversos factores que podem afectar o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas.

Poder-se-á assim contribuir para a avaliação de diversos factores, tais como a relação entre as propriedades do betume e o comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas para diferentes temperaturas, ou o efeito da utilização de diferentes composições granulométricas ou agregados de naturezas diferentes no comportamento à deformação permanente.

Os resultados da metodologia implementada para a obtenção dos parâmetros do modelo de Burgers foram já utilizados para a modelação do comportamento estrutural de pavimentos através de um programa de elementos finitos desenvolvido no LNEC. Este programa não é no entanto, de fácil utilização, não sendo pois adequado para uma utilização corrente.

Convirá implementar metodologias de análise estrutural de pavimentos que permitam modelar o comportamento viscoelástico das misturas, e que sejam suficientemente fáceis de utilizar em estudos correntes.

Dever-se-á proceder à observação e auscultação de pavimentos em serviço, por forma a quantificar a evolução do cavado de rodeira em condições reais de utilização, procurando-se estabelecer correlações entre o comportamento à deformação permanente caracterizado em laboratório e *in situ*. Preconiza-se um avanço dos conhecimentos apoiado em análises comparativas entre os resultados obtidos em laboratório e o comportamento observado *in situ*, para pavimentos em serviço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO TP7-94 – **Test Method for Determining the Permanent Deformation and Fatigue Cracking Characteristics of Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Simple Shear Test (SST) device**, AASHTO Provisional Standards, Washington, D.C., 2001

AASHTO, 1986 – **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures**, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C..

Abdulshafi, A., 1983 – **Viscoelastoplastic Characterisation, Rutting and Fatigue of Flexible Pavements**, PhD Dissertation, Ohio State University.

Abramowitz, M. e Stegun, I., 1972 – **Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs, and Mathematical Tables, 9th printing**, Abramowitz and Stegun Editors, New York: Dover.

AFNOR P 18-592 – **Granulats. Essai au Blue de Méthylène. Méthode à la Tache**. Association Française de Normalisation, AFNOR.

AMADEUS, 1999 – **Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures (AMADEUS)**, Final Report, Status C, RO-97-SC.2137.

Anderson, R. *et al.*, 2000 - **Mixture Testing, Analysis and Field Performance of the Pilot Superpave Project – The 1992 SPS-9 Mixtures**, Proceeding of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 69.

Antunes, M. L., 1993 – **Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaios Dinâmicos**, Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, IST, Outubro.

Aquino L. e Picado-Santos, L., 2001– **Temperatura de Serviço para Estudos de Deformação Permanente em Pavimentos Rodoviários**, APVP, 1^{as} Jornadas de Estradas e Pontes dos Países de Língua Portuguesa, Volume I, pp. 159-170, Lisboa.

AS 2891.12.1-1995– **Methods of Sampling and Testing Asphalt. Method 12.1: Determination of the Permanent Compressive Strain Characteristics of Asphalt – Dynamic Creep Test**, Standards Australia, Australia.

Aschenbrener, T., 1992– **Comparison of Results Obtained from the French Rutting Tester with Pavements of Known Field Performance**, Report CDOT-DTD-R-92-11, Colorado Department of Transportation, October.

Aschenbrener, T., 1995- **Evaluation of Hamburg Wheel-Tracking Device to Predict Moisture Damage in Hot Mix Asphalt**, Transportation Research Record 1492, TRB, Transportation Research Board, Washington, D. C..

Asphalt Institute (MS2), 1993– **Mix Design Methods for Asphalt Concrete and other Hot-Mix Types** – Manual Series 2 (MS2), Sixth Edition, Asphalt Institute.

AST 01:1999– **Deformation Resistance of Asphalt Mixtures by the Wheel Tracking Test** – AUSTRROADS Asphalt Test, Uncontrolled copy, Australia.

ASTM D1559 – **Standard Test Method for Resistance to Plastic Flow of Bituminous Mixtures Using Marshall Apparatus**, American Society for Testing and Materials (ASTM).

ASTM D2041 – **Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity of Bituminous Paving Mixtures**, American Society for Testing and Materials (ASTM).

ASTM D2172 – **Standard Test Method for Quantitative Extraction of Bitumen from Bituminous Paving Mixtures**, American Society for Testing and Materials (ASTM).

ASTM D2726 – **Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures**, American Society for Testing and Materials (ASTM).

- Azevedo, M. C., 1993 – **Características Mecânicas de Misturas Betuminosas para Camadas de Base de Pavimentos**, Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, IST, Maio.
- Baptista, A. e Picado-Santos, L., 2001 - **Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis: Programa de Aplicação**, APVP, 1^{as} Jornadas de Estradas e Pontes dos Países de Língua Portuguesa, 13 a 16 de Novembro, Lisboa, Volume I, pp. 171-180.
- Barksdale, R. e Leonards, G., 1967 – **Predicting Performance of Bituminous Surface Pavements**, Proceedings, Second International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 321-340.
- Barksdale, R. e Miller, Y., 1977 – **Development of Equipment and Techniques for Evaluation Fatigue and Rutting Characteristics of Asphalt Concrete Mixes**, Report SCEGIT-77-147, School of Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- Barksdale, R., 1972 – **Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials**, Proceedings, Third International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, London, pp. 161-174.
- Barnes, H.; Hunton, J.; Walters, K., 1998 – **An Introduction to Rheology**, Rheology Series 3, University of Wales, Abersystwyth, Elsevier, U.K.
- Batista, A.; Pina, C.; Ramos, J., 1992 - **Creep Analysis of Arch Dams**, Memória nº 780, LNEC, Lisboa.
- Bell C., 1994 – **Introduction to Bituminous Binders**, Residential Course on Bituminous Pavements: Materials, Design and Evaluation, Lecture C, University of Nottingham.
- Bolk, H., 1981 – **The Creep Test**, SCW Record 5, Study Centre for Road Construction, The Netherlands.
- Bonnot, J., 1986 – **Asphalt Aggregate Mixtures**, Transportation Research Record 1096, TRB, Transportation Research Board, Washington, D. C., pp. 42-51.
-

- Brennan, M. *et al.*, 1996– **A Pilot Study of The Performance of Porous Asphalt in Static Creep and Repeated Loading**, Proceedings of the 1st Eurasphalt & Eurobitume Congress 1996, Strasbourg (E&E.4.065).
- Brosseaud, Y. e Hiernaux., R., 1997– **Etude de Sensibilité aux Déformations Permanentes de Bétons Bitumineux Européens et Japonais par L’ornièreur L.P.C.**, Proceedings of the fifth international Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May, pp 309-316.
- Brown, E.; Kandhal, P.; Zhang, J., 2001 – **Performance Testing for Hot Mix Asphalt**, Transportation Research E-Circular N° E-C016, NCAT Report N° 01-05, November.
- Brown, S. e Bell C., 1977 – **The Validity of Design Procedures for the Permanent Deformation of Asphalt Pavements**, Proceedings, Fourth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 483-496.
- Brown, S. e Bell, C., 1979– **The predication of Permanent Deformation in Asphalt Pavement**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, volume 47, pp. 438-476.
- Brown, S. e Gibb, J., 1996 – **Validation of Experiments for Permanent Deformation Testing of Bituminous Mixtures**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Baltimore, Maryland, March 18-20, volume 56, pp. 255-299.
- Brown, S. e Pell, P., 1974 – **Repeated Loading of Bituminous Materials**, CAPSA 74, National Institute for Transport and Road Research, Republic of South Africa, Durban.
- Brown, S., 1973 – **Determination of Young’s Modulus for Bituminous Materials in Pavement Design**, Highway Research Record n° 431, Highway Research Board, Washinton, D.C., pp. 38-49
- Brown, S., 1995 – **Practical Test Procedures for Mechanical Properties of Bituminous Materials**, Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Volume 111, pp. 289 – 297.
- Brown, S.; Brunton, J.; Stock, A., 1985 – **The Analytical Design of Bituminous Pavements**, Proceedings, Institution of Civil Engineering, Part 2, volume 79, pp. 1 - 31.

- Brunschwig, M. *et al.*, 1966– **Méthodes Nouvelles pour L'étude du Comportement Mécanique des Matériaux Enrobés Hydrocarbonés**. Supplément aux Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Mars - Avril, n^os 219 –2 20. pp. 428 - 446.
- BS 598-110:1998 – **Sampling and Examination of Bituminous Mixtures for Roads and other Paved Areas – Part 110: Methods of Test for the Determination of Wheel-Tracking Rate and Depth**, BSI Standards, Great-Britain.
- BS 598-111:1995– **Sampling and Examination of Bituminous Mixtures for Roads and other Paved Areas – Part 111: Method for Determination of Resistance to Permanent Deformation of Bituminous Subject to Unconfined Uniaxial Loading**, BSI Standards, Great-Britain.
- BS DD 226:1996— **Method for Determining Resistance to Permanent Deformation of Bituminous Mixtures Subjected to Unconfined Dynamic Loading**, Draft for development, BSI Standards, Great-Britain.
- Buchanan, M., 1997- **An Evaluation of Laboratory Wheel-Tracking Devices**, Report Prepared for National Asphalt Pavement Association, National Center for Asphalt Technology, August.
- Capitão, S., 1999 – **Caracterização Laboratorial do Comportamento à Deformação Permanente de Misturas Betuminosas**, Relatório 06/09.99, DEC - FCT da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Carpenter, S., 1992 – **Load Equivalency Factors and Rutting Rates: The AASHO Road Test**, Transport Road Research Record n^o1354, TRB, Transportation Research Board, Washington, D.C..
- Carpenter, S., 1993 – **Permanent Deformation: Field Evaluation**, Transportation Research Record 1417, TRB, Washington, D. C., pp. 136-143.
- Choyce, P., 1989 – **Asphalt Mixtures Containing EVA Modified Bitumen**, 4th Eurobitume Symposium, Madrid, pp. 505-507.
-

- Claessen, A.; Edwards, J; Sommer, P. Ugé, P., 1977 – **Asphalt Pavement Design – The Shell Method**, Proceedings, Fourth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 39-74.
- Collins, R.; Shami, H.; Lai, J., 1996- **Use of Georgia Loaded Wheel Tester to Evaluate Rutting of Asphalt Samples Prepared by Superpave Gyrotory Compactor**, Transportation Research Record, No. 1545, pp. 161-168.
- Cooley Jr., L.; Kandhal, P.; Buchanan, M.; Fee, F.; Epps, A., 2000 – **Loaded Wheel Testers in the United States: State of Practice**, Transportation Research E-Circular N° E-C016, NCAT Report N° 2000-4.
- Cooper, K. *et al.*, 1985 – **The Design of Aggregate Gradings for Asphalt Base Courses**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 54, 1985, pp. 324-346.
- Cooper, K., 1994– **Bituminous Materials – Permanent Deformation**, Residential Course on Bituminous Pavements: materials, design and evaluation, Lecture I, University of Nottingham.
- Cooper, K., 1997 – **Permanent Deformation**, Proceedings of the Workshop on Performance related test procedures for bituminous mixtures. Dublin 6-7 November. M. D. Gilchrist & A. M. Hartman (Editors), pp. 108-124.
- Corté, J. *et al.*, 1997 – **Study of Wearing Courses on the L.C.P.C. Test Track**, Proceedings of the eighth International Conference on Asphalt Pavements, University of Washington, Seattle, Washington, D.C., 10-14 August, pp 1555-1568.
- COST 333, 1999– **Development of New Bituminous Pavement Design Method**, Final Report of the Action, Luxembourg.
- COST 334, 2000– **Effects of Wide Single Tyres and Dual Tyres**, Final Report of the Action, European Commission, Directorate General Transport , Luxembourg.
- De Hilster, E. e Van de Loo, P., 1977 – **The Creep Test: Influence of Test Parameters**, Koninklijke/Shell – Laboratorium, Amsterdam.

- Di Benedetto, H. e Neifar, M., 2000 – **Loi Termo-viscoplastique pour les Melanges Bitumineux et Simulation de L'Éssai de Retrait Empeche**, Proceedings of the 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona, Spain, pp. 20-26.
- Drescher, A.; Kim, J.; Newcomb, D., 1993 - **Permanent Deformation in Asphalt Concrete**, Journal of Materials in Civil Engineering, Volume 5, Number 1, February.
- Drüschner, L.; Harders, O.; Ohmen, M., 1997– **Prediction of Rut Resistance of Asphalt Layers by Modified Rut-tester**, Proceedings of the fifth international Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May 1997, pp. 325-328.
- DSREN, 1995 - **Beneficiação da EN 14 entre o Nó de Chantre (km 4,585) e o limite do Distrito de Braga (km 20,028), da EN 104 entre Azurara (km 0,0) e Trofa (km 16,334) e da EN 105 entre Travagem (km 5,718) e Santo Tirso (km 22,500)**, MOPTC, SEOP, JAE, Direcção dos Serviços Regionais de Estradas do Norte.
- Eckman, B. e Choyce, P., 1989 – **Comparative Wheel- Tracking Tests on Polymer Modified Hot Rolled Asphalt – Correlation with Rheological Binder Properties**, 4th Eurobitume Symposium, Madrid, pp. 425-429.
- Eckman, B. e Tanghe, T., 2000 - **Uni-Axial Dynamic Creep Testing of SMA. Importance of Test and Formulation Parameters**. Proceedings of the 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona, Spain, pp. 229-236.
- Eisenmann, J. e Hilmer, A., 1987 – **Influence of Wheel Load and Inflation Pressure on the Rutting Effect at Asphalt – Pavement – Experiments and Theoretical Investigations**, Proceedings, Sixth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 392-403.
- Elliot, J. e Moavenzadeh, F., 1971– **Analysis of Stresses and Displacements in Three Layer Viscoelastic-Systems**, Highway Research Record 345, Highway Research Board, pp. 45-47.
- Eustacchio, E., 1997 – **Modeling of Permanent Deformation. A Support for a Better Understanding of Materials Behaviour ?**, Proceedings of the Workshop on Performance
-

related test procedures for bituminous mixtures. Dublin 6-7 November. M. D. Gilchrist & A. M. Hartman (Editors). pp. 88-107.

Ferreira, P., 2001– **Prediction of Permanent Deformation in Bituminous Layers of Pavements** – Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, IST, Maio

Ferreira, P.; Freire, A. C.; Batista, A. L.; Quaresma, L.; Rocha de Almeida, J., *et al.*, 2000(b) - **Evaluation of Pavements Permanent Deformations taking into Account the Viscoelastic Properties of the Bituminous Layers** - Comunicação apresentada ao Second International Symposium on 3D finite element for pavement analysis, design and research, October, 11-13, Charleston, West Virginia.

Ferreira, P.; Freire, A. C.; Batista, A.; Quaresma, L.; Rocha de Almeida, J., 2000(a) - **Avaliação das Deformações Permanentes em Pavimentos Rodoviários considerando o Comportamento Viscoelástico dos Materiais** - Comunicação apresentada ao VI Congresso Nacional de Mecânica Aplicada e Computacional, 17 a 19 de Abril de 2000, Aveiro.

Francken, L., 1977 – **Permanent Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Triaxial Compression**, Proceedings, Fourth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, 1977, pp. 483-496.

Francken, L., 1977– **Permanent Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Triaxial Compression**, Proceedings of the fourth international Conference Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 483-496.

Francken, L., 1997– **RILEM Interlaboratory Test on Binder Reology**, Proceedings of the fifth International Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May, pp. 3-8.

Freeme, C., 1973 – **Technical report covering tour of duty to the U.K. and U.S.A.**, Report R3/6/73, NITR, Republic of South Africa.

Freeme, C.; Maree, J.; Viljoen, A., 1982– **Mechanistic Design of Asphalt Pavements and Verification using the Heavy Vehicle Simulator**, Proceedings, Fifth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Delft, The Netherlands, pp. 378-391.

- Freire, A. C., 1993 – **Estudos Relativos a Camadas de Pavimentos Constituídas por Materiais Granulares**, Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, FCT, Lisboa.
- Freire, A. C., 1998 – **Deformações Permanentes de Misturas Betuminosas em Pavimentos Rodoviários**, Plano de Tese, Relatório 251/98, LNEC, Lisboa.
- Freire, A. C., 1999 – **Rutting Analysis and Rutting Correlation – Report of Short Term Scientific Missions Nº1 and Nº2 on the Full-Scale Accelerated Loading Test at the Halle-Fosse**, COST Action 333, EPFL, Lausanne.
- Gerritsen, A., 1988– **Prediction of the Dynamic Visco-Elastic Behaviour of Asphalt Wearing Course Mixtures using Burgers Model**, AMER.88.001, Royal Shell Laboratory Amsterdam.
- Gerritsen, A.; Van Gorp, C.; Van der Heide, J.; Molenaar, A.A.; Pronck, A. 1987 – **Prediction and Prevention of Surface Cracking in Asphalt Pavements**, Proceedings, 6th International Conference of Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 378-391.
- Gibb, J., 1996 – **Evaluation of Resistance to Permanent Deformation in the Design of Bituminous Mixtures**, PhD Thesis, University of Nottingham, January.
- Gontijo, P., 1979 – **Contribuição para o Estudo do Comportamento de Misturas Betuminosas à Fadiga por Flexão Dinâmica, sob a Acção de Cargas Rolantes Repetidas**, Tese para obtenção do grau de Especialista pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa.
- Hills, J., 1973 – **The Creep of Asphalt Concrete Mixes**, Journal of The Institute of Petroleum, London.
- Hofstra, A. e Klomp, A. J., 1972– **Permanent Deformation of Flexible Pavements under Simulated Road Traffic Conditions**, Proceedings, Third International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, London, pp. 613-621.
- Hopman, P. e Nilsson, R. N., 1997 – **Mix Design dealing with Mechanical Distresses in the Pavement**, Proceedings of the fifth international Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May, pp. 525-532.
-

- Hopman, P.; Pronk, A.; Kunst, P.; Molenaar, A.A.; Molenaar, J., 1992– **Application of the Viscoelastic Properties of Asphalt Concrete**, Proceedings of the 7th International Conference on Asphalt Pavements, pp. 73-88, Derry and Sons, Lda, Nottingham.
- Huet, C., 1963 – **Comportement Viscoélastique d'un Matériau Hydrocarboné**. Séance de la C. R. Académie de Sc. Paris, pp. 1438-1441.
- Huet, C., 1967– **Représentation des Modules et Complaisances Complexes dans les Plans Complexes Arithmétique et Logarithmique**. Cahiers du Groupe Français de Rhéologie, n° 5 – Tome I. pp. 237-254.
- JAE, 1998 - **Caderno de Encargos - Tipo para Execução de Empreitadas de Construção**, ex-Junta Autónoma de Estradas, ex-JAE, Lisboa.
- James, S., 1993 – **Results Of Round-Robin Test Program to Evaluate Rutting of Asphalt Mixes Using Loaded Wheel Tester**, Transportation Research Record 1417, TRB, Washington, D. C., pp. 128-134.
- Kelkka, M. e Valtonen, J., 2000.- **Test Road for Permanent Deformation**. Proceedings of the 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona, Spain, pp. 293-297.
- Kennis, W., 1977– **Predictive Design Procedures – A Design for Flexible Pavements using the VESYS Structural Subsystem**, Proceedings, Fourth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 101-130.
- Kim, Y.; Kim, N.; Khosla, N., 1992– **Effects of Aggregate Type and Gradation on Fatigue and Permanent Deformation of Asphalt Concrete**, ASTM STP 1147, Richard c. Meininger, Editor, ASTM, Philadelphia, pp. 310-328
- Kirwan, P.; Snaith, M.; Glynn, T., 1977 – **A Computer Based Subsystem for the Prediction of Pavement Deformation**, Proceedings, Fourth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 483-496.

- Kiryukhin, G., 1997– **Predicting the Shear Resistance of Asphalt Concrete Using the Mechanical Tests on Specimens**, Proceedings of the fifth International Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May, pp. 341-344.
- Krutz, N. e Sebaaly, P., 1993 – **The Effects of Aggregate Gradation on Permanent Deformation of Asphalt Concrete**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Austin, Texas, March 22-24, volume 62, pp. 450-474.
- Lai, J. S. e Lee, T., 1990 – **Use of a Loaded-wheel Testing Machine to Evaluate Rutting of Asphalt Mixes**, Transport Road Research Record 1269, TRB, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C..
- Lakes, R., 1998– **Viscoelastic Solids**, CRC Mechanical Engineering Series, Edited by Franck A. Kulacki, University of Minnesota.
- Lijzenga, J., 1997– **On the Prediction of Pavement Rutting in the Shell Pavement Design Method**, 2nd European Symposium on Performance and Durability of Bituminous Materials, Leeds, April.
- Lijzenga, J., 1998– **Pavement Design with Modified Binders by means of the Shell Pavement Design Computer Program for Windows**, IV International Conference on Durable and Safe Road Pavements, Kielce, Poland, May.
- Linden, F. e Van der Heide, J., 1987 – **Some aspects of the Compaction of Asphalt Mixes and its Influence on Mix Properties**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 56, pp. 408-426.
- Little, D. *et al.*, 1993 – **Development of Criteria to Evaluate Uniaxial Creep Data and Asphalt Concrete Permanent Deformation Potential**, Transportation Research Record 1417, TRB, Washington, D. C., pp. 49-57.
- LNEC E 199 – **Solos. Ensaio de Equivalente de Areia**, Especificação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa.
-

LNEC E 233 – **Agregados. Análise Granulométrica**, Especificação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa.

LNEC E 235 – **Agregados. Determinação da Quantidade de Material que passa no Peneiro de 0,074 mm (Nº 200 ASTM)**, Especificação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa.

LNEC E 237 – **Agregados. Ensaio de Desgaste de pela Máquina de Los Angeles**, Especificação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa.

Mahboub, K. e Little, D., 1988 – **Improved Asphalt Concrete Design Procedure**, Research Report 474-1F, Texas Transportation Institute.

Mendes, J., Guerreiro, M., Santos, C., Paiva, J., 1989 – **Temperaturas Exteriores de Projecto e Número de Graus-dia**, Estudo conjunto INMG/LNEC (“Dados climatéricos de referência para estudos em edifícios”), INMG – DC. LNEC – DC/NCC, Lisboa.

Merighi, J., 1999 - **Estudo da Deformação Permanente de Misturas Asfálticas em Ensaios de Laboratório**, Tese de Doutoramento, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

Merighi, J., e Suzuki, C., 1999 - **Utilização do Ensaio de Creep Dinâmico na Previsão de Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Empregadas nos Corredores de Ônibus de São Paulo /Brasil**, 10º Congresso Ibero-Latino americano de Asfalto, 1 a 6 de Novembro, Asociación Española de la Carretera. pp. 413-424.

Mohamed, E. e Yue, Z., 1994- **Criteria for Evaluation of Rutting Potencial based on Repetitive Uniaxial Compression Test**, Transportation Research Record, No. 1454, pp. 74-81.

Molenaar, J. e Molenaar, A.A., 2000 - **Aspects of Constitutive Modelling of Asphalt**. Proceedings of the 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona, Spain, pp. 473-483.

Monismith, C. e Tayebali, A., 1988 – **Permanent Deformation (rutting) Considerations in Asphalt Concrete Pavement Sections**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Virginia, Volume 57, pp. 414-463.

Monismith, C.; Eppes, J.; Finn, F., 1985– **Improved Asphalt Mix Design**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 54, pp. 347-406.

Monismith, C.; Finn, F.; Ahlborn, G.; Markevich, N., 1987 – **A General Analytically based approach to the Design of Asphalt Concrete Pavements**, Proceedings, 6th International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, pp. 344-365.

Monismith, C.; Inkabi, K.; Freeme, C.; McLean, D., 1977 – **A Subsystem to Predict Rutting in Asphalt Concrete Pavement Structures**, Proceedings, Fourth International conference, Structure Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 529-539.

Monte & Monte, 2000 – **Beneficiação das EN 14 entre o nó de Chantre (km 4,585) e o limite do distrito de Braga (km 20,028), EN 104 entre Azurara (km 0,000) e Trofa (km 16,334) e EN 105 entre Travagem (km 5,718) e Santo Tirso (km 22,500)**, Cadernos de Encargos da Camada de Desgaste 0/14, executada por Monte e Monte, S.A. – Construção Civil e Obras Públicas

NF P 98-253-1– **Essais Relatifs aux Chassées. Déformation Permanente des Mélanges Hydrocarbonés. – Partie 1: Essai d’orniérage**. AFNOR, France.

NLT-173– **Resistencia a la Deformación Plástica de las Mezclas Bituminosas Mediante la Pista de Ensaio de Laboratorio**, Espanha.

NP 581 – **Inertes para argamassas e betões- Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Britas e Godos**, IPQ, Norma Portuguesa.

NP 954 – **Inertes para argamassas e betões- Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Areias**, IPQ, Norma Portuguesa.

Nunn, M., 1986 – **Prediction of Permanent Deformation in Bituminous Pavements Layers**, Research Report 26, Transport and Road Research Laboratory, London.

- Nunn, M.; Lawrence, D.; Brown, A., 2000 – **Development of a Practical Test to Assess the Deformation Resistance of Asphalt**, Proceedings of the 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona, Spain, pp. 587-596.
- Pais, J., Pereira, P., Azevedo, M. C., 2000.- **Ensaio Mecânico para Caracterização de Misturas Betuminosas** – Comunicação apresentada ao 1º Congresso Rodoviário Português ESTRADA 2000, 28-30 Novembro, LNEC, Lisboa, pp. 639-649.
- Paúl, I.; Bragança, A.; Crespo, J.; Diniz, B.; Sousa, J. 2000– **Effect of Binder and Air Void Content on the Fatigue and Permanent Deformation Performance of Laboratory and Field Compacted Mixes**, Proceedings of the 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona, Spain, pp. 614-626.
- Pellinen, T. e Christensen, D., 1997 – **Repeatability and Accuracy of Tests Performed using Two Superpave Shear Devices**, Proceedings of the fifth international Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May, pp. 357-364.
- Pereira, P. A.; Pais, J.; Azevedo, M. C., 1997– **Shear Tests for Characterization of Bituminous Mixtures Stiffness**, 2nd European Symposium on Performance and Durability of Bituminous Materials, Leeds, April.
- Picado-Santos, L., 1994– **Consideração da Temperatura no Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis**, Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Novembro, 2 volumes.
- Pinelo, A., 1991 – **Projecto e Observação de Pavimentos Rodoviários**, Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador - Coordenador, LNEC, Lisboa.
- prEN 12697-22 – **Test Methods for Hot Mix Asphalt – Wheel Tracking** (workitem n.º. 00227128). CEN – European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.
- prEN 12697-25– **Bituminous Mixtures – Test Methods for Hot Mix Asphalt – Part 25: Cyclic compression test**. CEN – European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.

prEN 12697-25b– **Bituminous Mixtures – Test Methods for Hot Mix Asphalt – Part 25b: Cyclic Compression Test**. CEN – European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.

Quaresma, L.; Ferreira, P., Freire, A. C., 2000(b) – **COST 334 – Effects of Wide Tyres and Dual Tyres. Task Group 3 – Pavement Wear Effects. Mechanistic Approach for Rutting – Stage 2**. LNEC, Relatório 243/2000 – NPR/NDE/NEE.

Quaresma, L.; Ferreira, P., Freire, A. C.; Batista, A., 2000(a)– **COST 334 – Effects of Wide Tyres and Dual Tyres. Task Group 3 – Pavement Wear Effects. Mechanistic Approach for Rutting – Stage 1**. LNEC, Relatório 242/2000 – NPR/NDE/NEE.

Quaresma, L.; Freire, A. C.; Ferreira, P. S.; Batista, A.; Rocha de Almeida, J., 2000(c).- **Previsão de Deformações Permanentes de Pavimentos Rodoviários Considerando o Comportamento Viscoelástico das Misturas Betuminosas** – Comunicação apresentada ao 1º Congresso Rodoviário Português ESTRADA 2000, 28-30 Novembro, LNEC, Lisboa.

Romain, J., 1972– **Rut Depth Prediction in Asphalt Pavements**, Proceedings, 3rd International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, London, pp. 205-210.

Romero, P. e Mogawer, W., 1998 - **Evaluating of Superpave Shear Tester using 19-mm Mixtures from the Federal Highway Administration’s Accelerated Loading Facility**, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 67.

Said, S.; Jacobson, T.; Hornwall, F.; Wahlström, J., 2000.- **Evaluation of Permanent Deformation in Bituminous Mixtures**. Proceedings of the 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona, Spain, pp. 779-785.

Shell, 1990 – **The Shell Bitumen Handbook**, Shell Bitumen, Surrey.

Shook, J.; Finn, F.; Witczak, M.; Monismith, C., 1982 – **Thickness Design of Asphalt Pavements – The Asphalt Institute Method**, Proceedings, Fifth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Delft, The Netherlands, pp. 17 - 44.

SHRP-A-415, 1994– **Permanent Deformation Response of Asphalt Aggregate Mixes** - Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C..

Siew-Ann, T.; Boon-Hwee, L.; Tien-Fang, F., 1994 - **Behaviour of Asphalt Concrete Mixtures in Triaxial Compression**, Journal of Testing and Evaluation, Volume 22, No. 3, pp 195-203.

Sousa, J. e Partl, M., 1997 – **SHRP Performance Based Mix Design Concepts**, Proceedings of the fifth international Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May, pp. 549-556.

Sousa, J. e Weissman, S., 1994 – **Modelling Permanent Deformation of Asphalt-Aggregate Mixes**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, St. Louis, Missouri, March 21-23, volume 63, pp. 224-257.

Sousa, J., 1994 – **Asphalt-Aggregate Mix Design Using Simple Shear Test**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, St. Louis, Missouri, March 21-23, volume 63, pp. 298-345.

Sousa, J.; Craus, J.; Monismith, C., 1991- **Summary Report on Permanent Deformation in Asphalt Concrete** - SHRP-A/IR-91-104, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C..

Sousa, J.; Solaimanian, M.; Weissman, S., 1994 – **Development and Use of the Repeated Shear Test (constant height): an Optional Superpave Mix Design Tool** - SHRP-A-698, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C..

Tanner, R. e Walters, K. 1998 – **Rheology: an Historical Perspective**, Rheology series 7, University of Wales, Abersystwyth, Elsevier, U.K.

Tayebali, A. *et al.*, 1999 - **Evaluation of Superpave Repeated Shear at Constant Height Test to Predict Rutting Potential of Mixtures – Performance of Three Pavement Sections in North Carolina**, Transportation Research Board, Transportation Research Record 1681.

Thrower, E.; Mortazavi, S.; Dongill, J., 1986– **Methods for Prediction Permanent Deformation in Flexible Pavements**, Contractor Report 38, Transport and Road Research Laboratory, London.

- Ugé, P. e Van de Loo, P. J., 1974 – **Permanent Deformation and Asphalt Mixes**, Koninklijke/Shell-Laboratorium, Amsterdam.
- Ullidtz, P., 1997 – **Modelling Flexible Pavement Response and Performance**, Technical University of Denmark, Preliminary Edition, Polyteknisk Folarg.
- Uzan, J. e Lytton, R., 1982 – **Structural Design of Flexible Pavements: a Simple Predictive System**, Transportation Research Record 888, Transportation Research Board, pp. 56-62.
- Van de Loo, P., 1976– **Practical Approach to the Prediction of Rutting in Asphalt Pavements: The Shell Method**, Transportation Research Record, 616, Transportation Research Board, pp. 15-21.
- Van de Loo, P., 1979– **The Creep Test: a Key Tool in Asphalt Mix Design and in the Prediction of Pavement Rutting**, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, volume 48, pp. 522-557.
- WI00227133 – **Road Transverse Evenness – Definition of Transverse Evenness (and cross profile) Indices – Test Methods**. (workitem n^o. 00227133). CEN – European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.
- Williams, R. *et al.*, 1998 - **Comparison of Superpave Shear Test Results to Westrack Performance**, Symposium on Highway and Runway Technology. The 1998 International Conference of Computational Science (ICES 98).
- Zawadzki, J., 1997– **Adaptation of a creep test for evaluation of the permanent deformation of bituminous mixes**, Proceedings of the fifth International Rilem Symposium, MTBM Lyon, H. Di Benedetto and L. Francken Editors, 14-16 May, pp. 317 - 323.
-

ANEXO A

TEMPERATURAS DE SERVIÇO

ANEXO A – TEMPERATURAS DE SERVIÇO

A.1 – LISBOA – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro

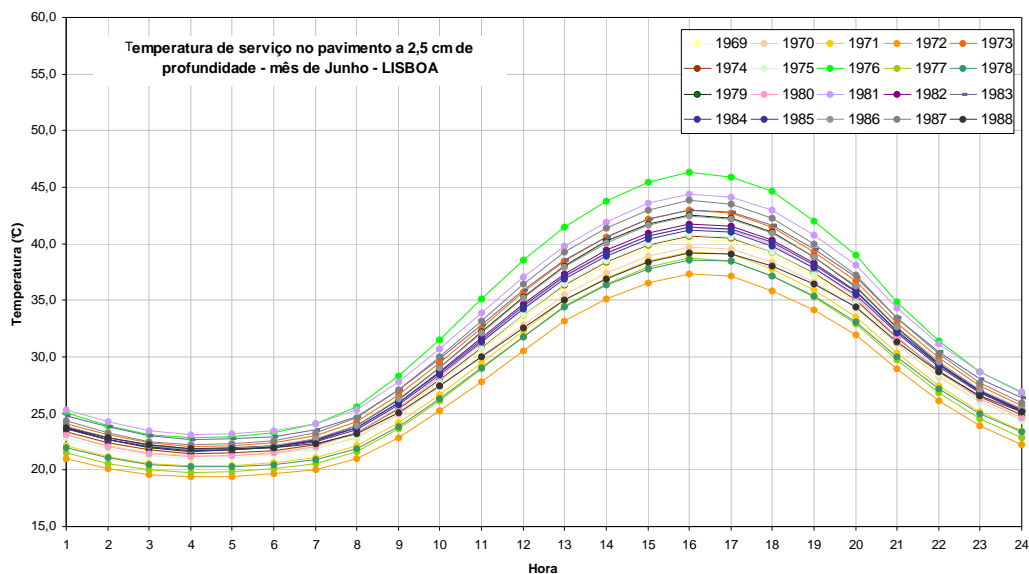


Figura A.1 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Junho

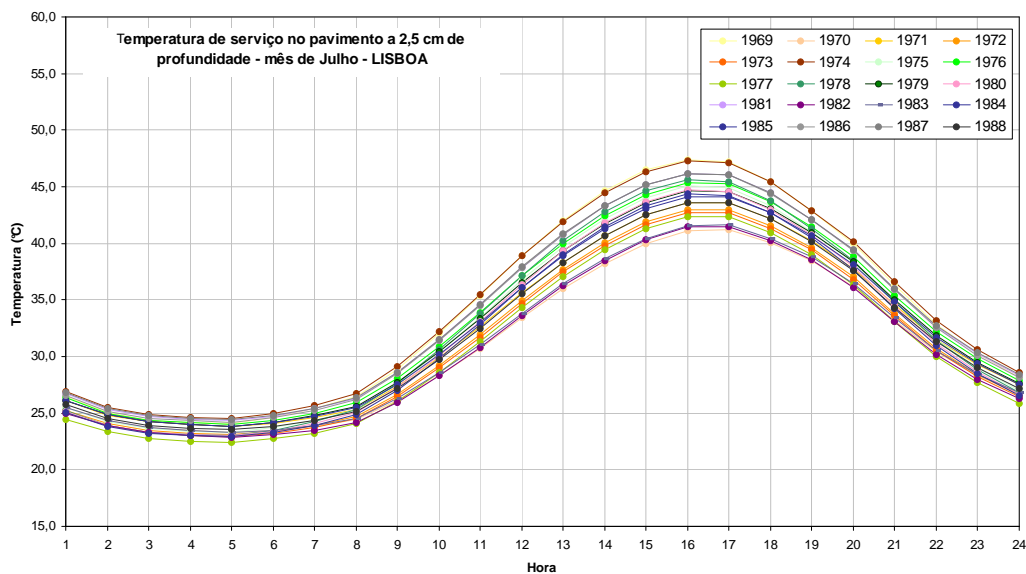


Figura A.2 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Julho

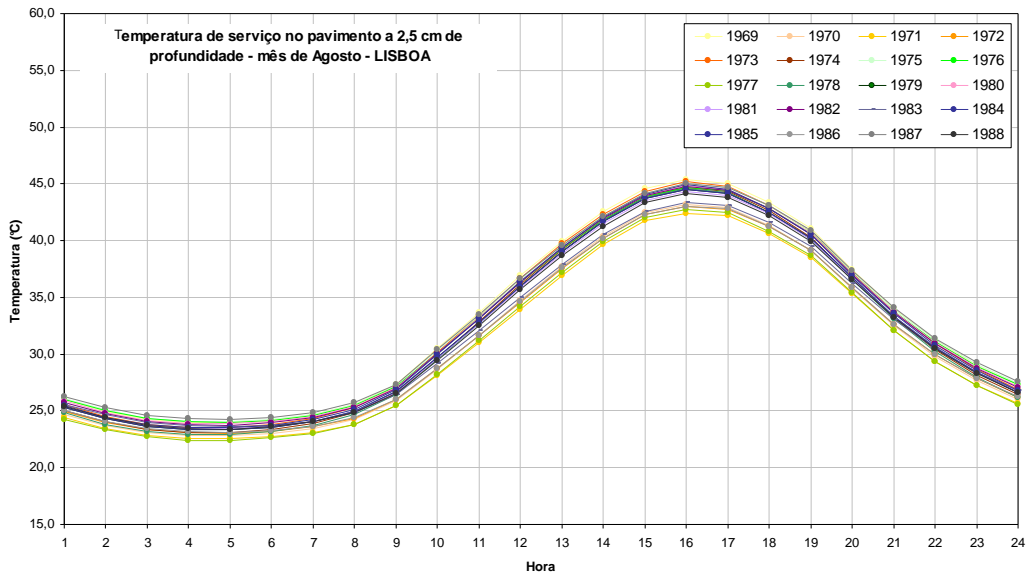


Figura A.3 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Agosto

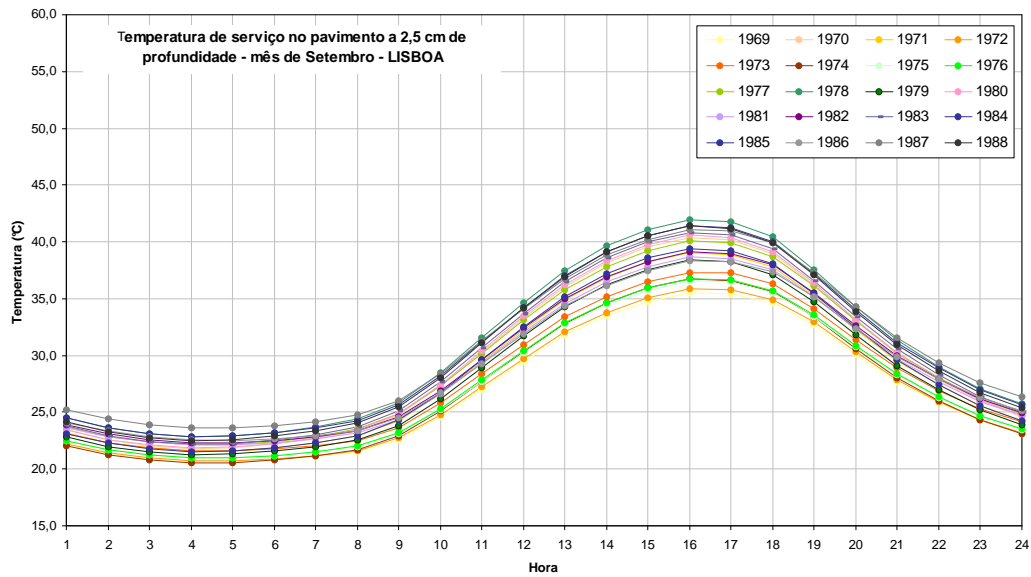


Figura A.4 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Lisboa, durante o mês de Setembro

A.2 – PORTO – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro

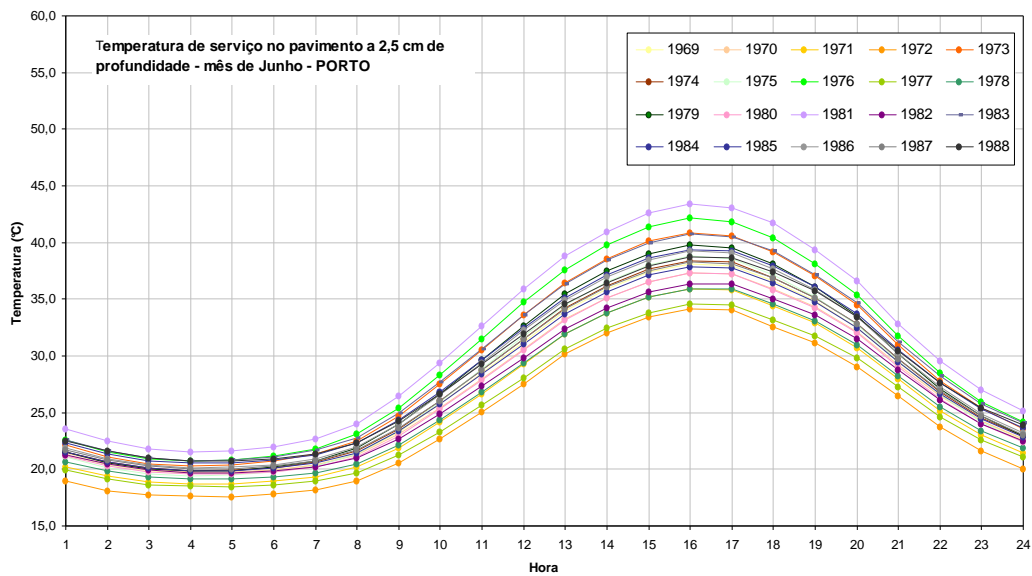


Figura A.5 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Junho

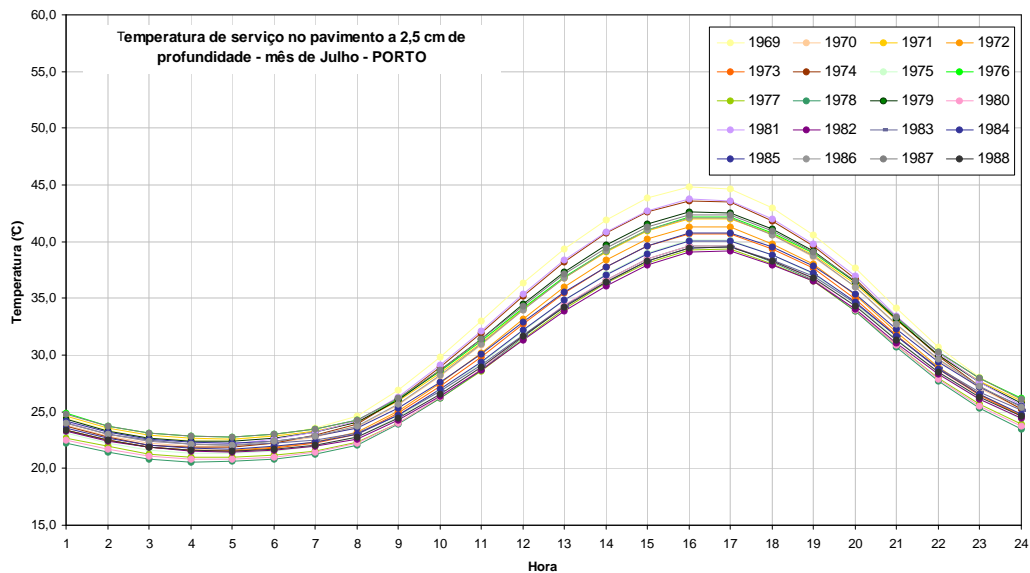


Figura A.6 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Julho

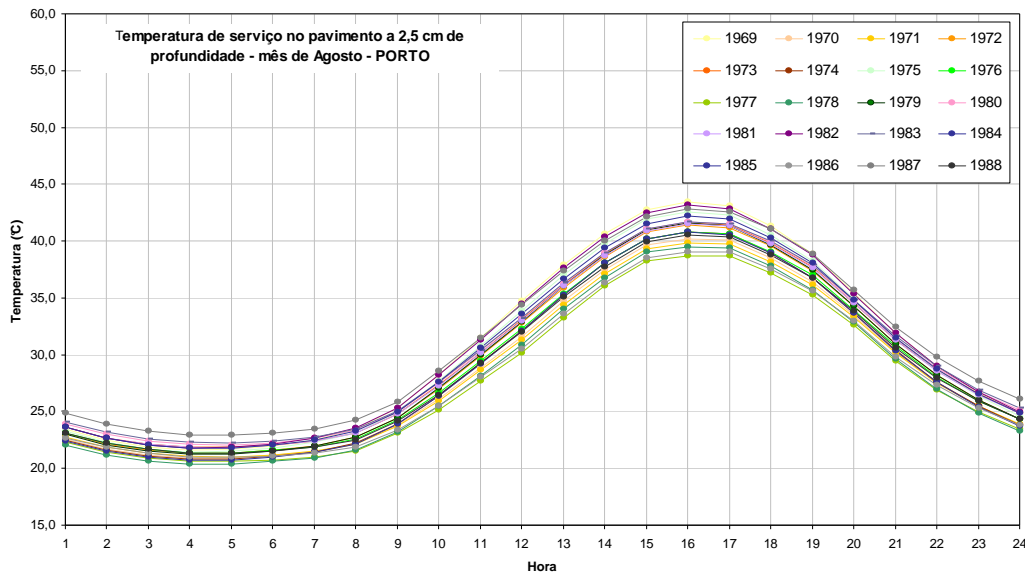


Figura A.7 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Agosto

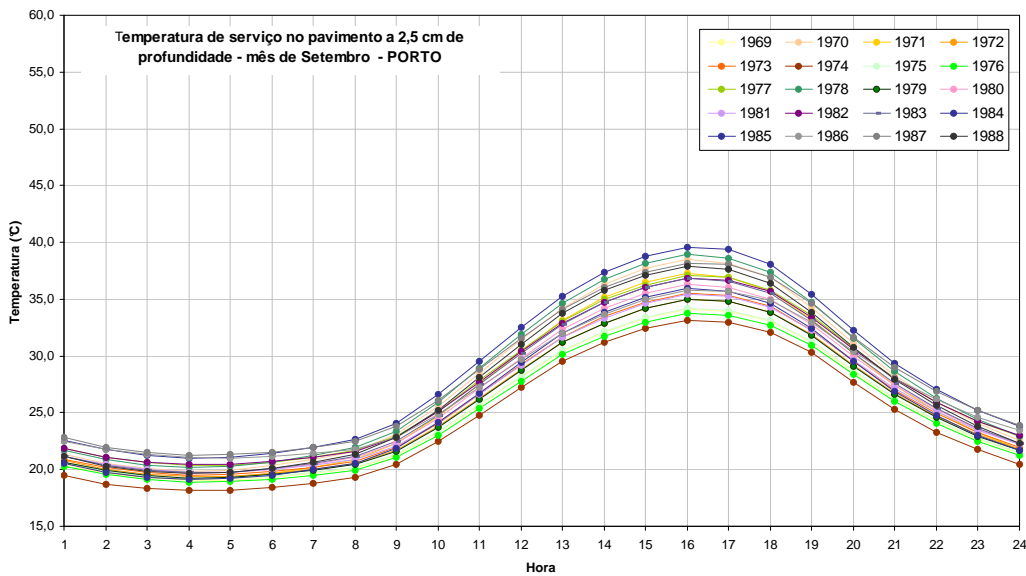


Figura A.8 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, no Porto, durante o mês de Setembro

A.3 – BRAGA – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro

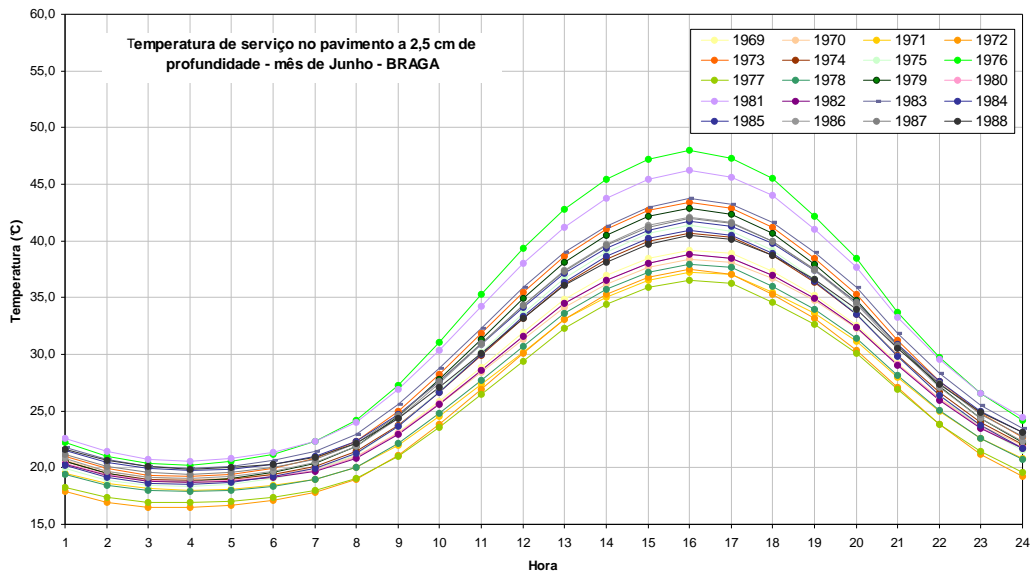


Figura A.9 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Junho

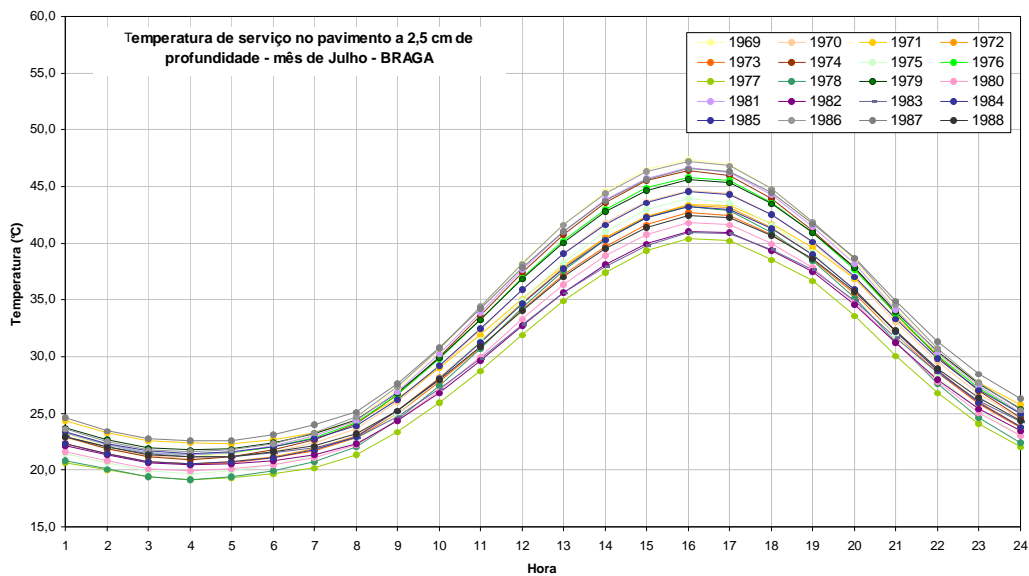


Figura A.10 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Julho

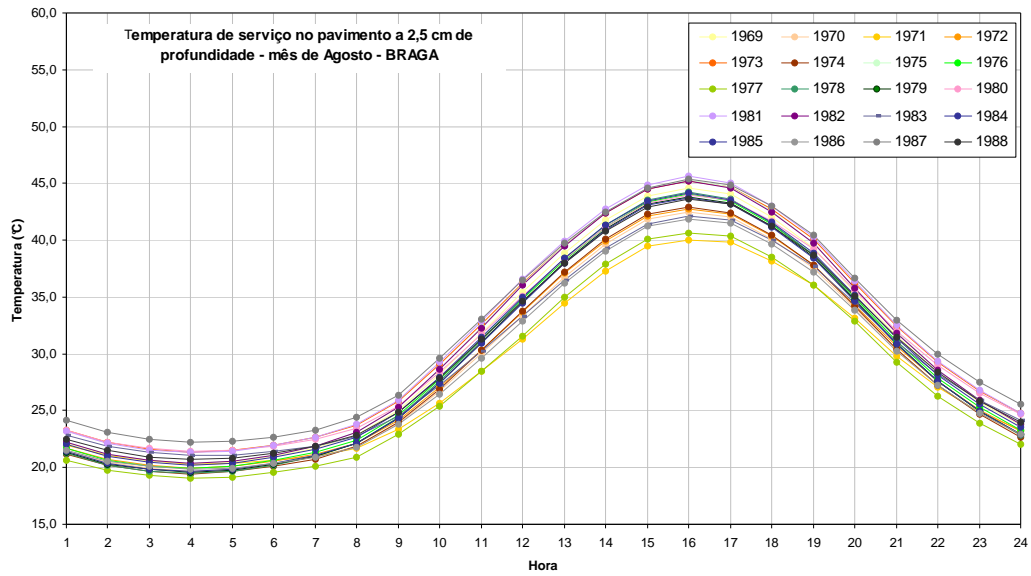


Figura A.11 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Agosto

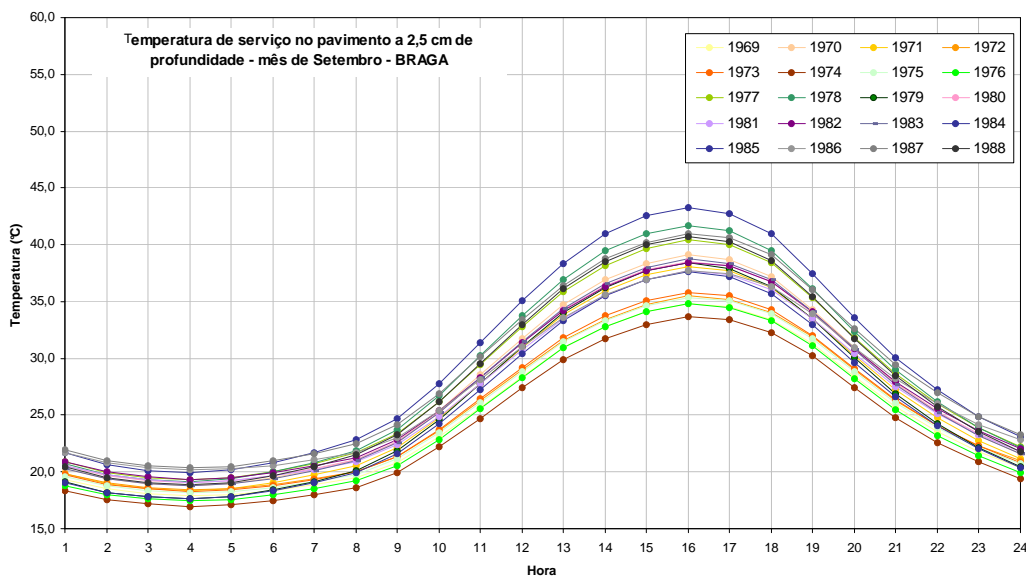


Figura A.12 – Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Setembro

A.4 – BEJA – meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro

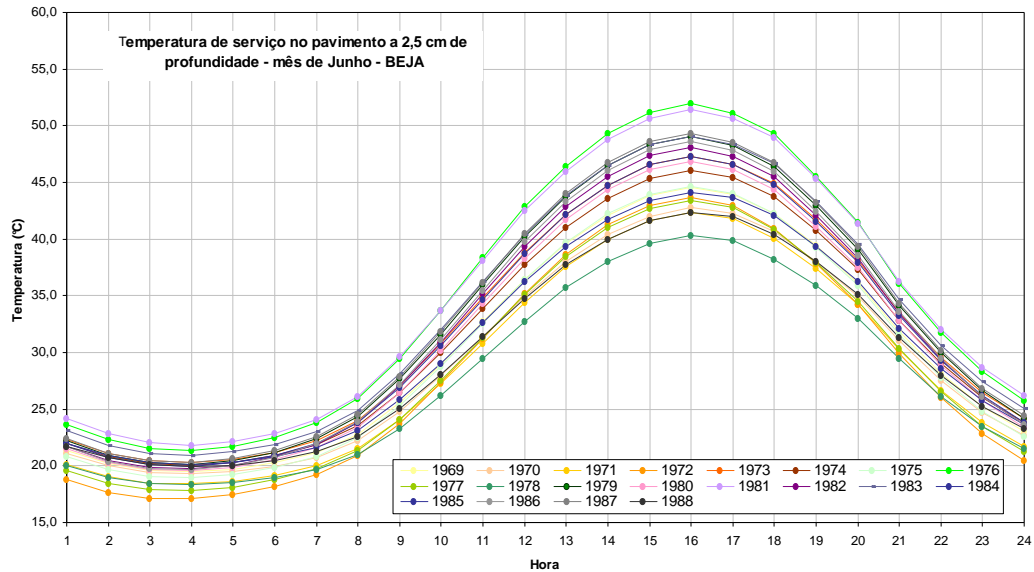


Figura A.13 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Beja, durante o mês de Junho

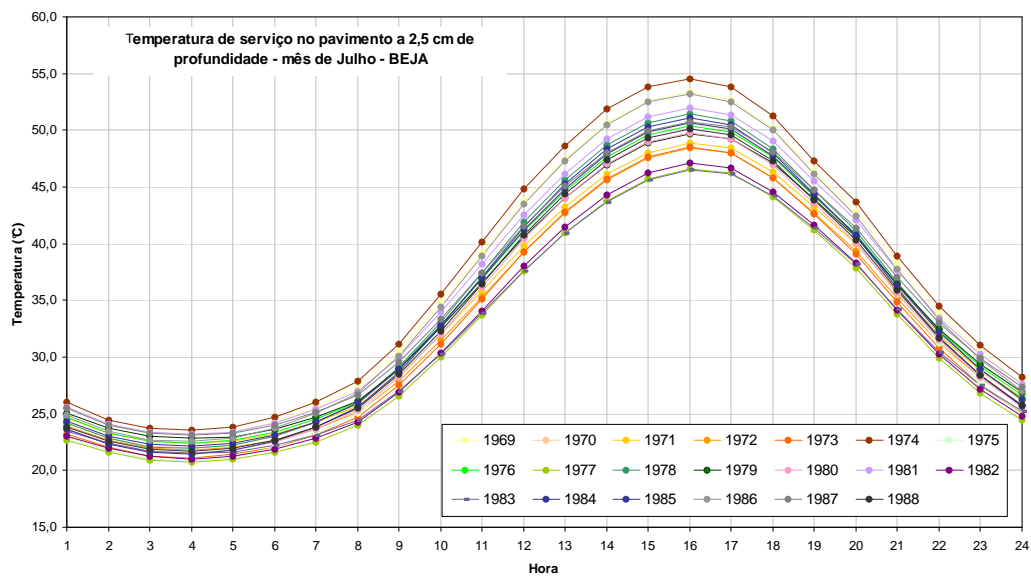


Figura A.14 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Beja, durante o mês de Julho

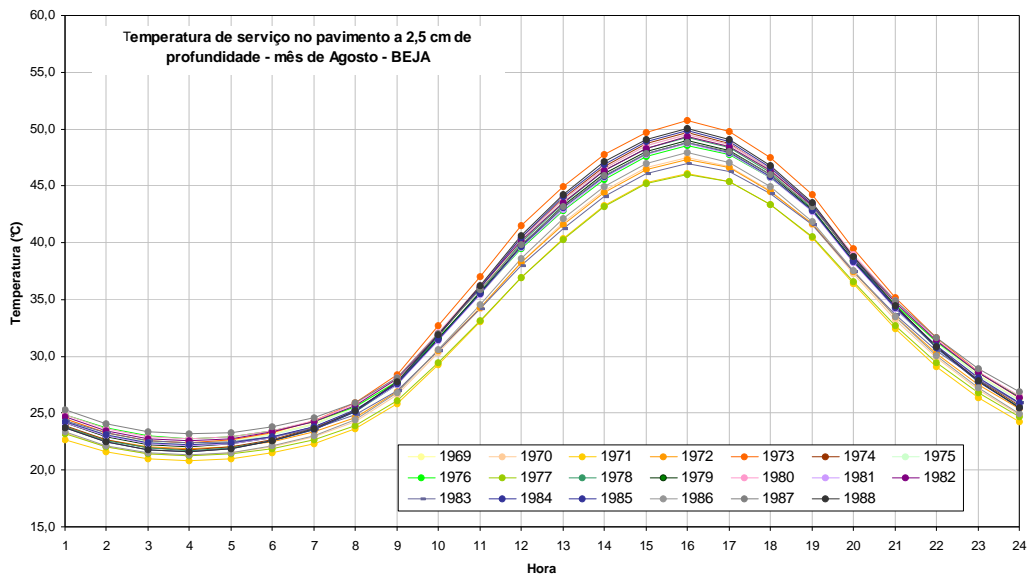


Figura A.15 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Braga, durante o mês de Agosto

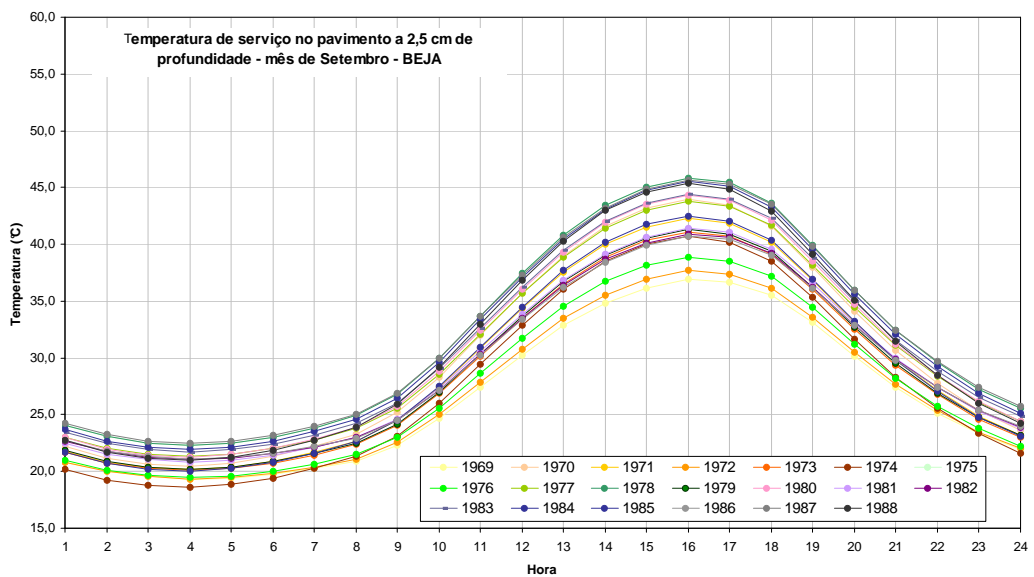


Figura A.16 - Variação da temperatura de serviço no pavimento ao longo do dia, a 2,5 cm de profundidade, em Beja, durante o mês de Setembro