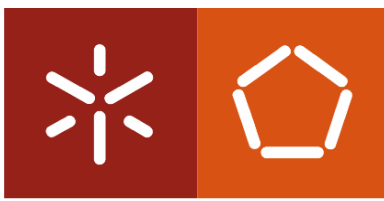




**Universidade do Minho**  
**Escola de Engenharia**

Manuel Joaquim da Costa Minhoto

CONSIDERAÇÃO DA TEMPERATURA NO  
COMPORTAMENTO À REFLEXÃO DE FENDAS DOS  
REFORÇOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS FLEXÍVEIS



**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Manuel Joaquim da Costa Minhoto

CONSIDERAÇÃO DA TEMPERATURA NO  
COMPORTAMENTO À REFLEXÃO DE FENDAS DOS  
REFORÇOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS FLEXÍVEIS

Tese de Doutoramento  
em Engenharia Civil

Trabalho efectuado sob a orientação do  
Doutor Jorge Carvalho Pais

Agosto de 2005

## DECLARAÇÃO

**Manuel Joaquim da Costa Minhoto**, com o endereço electrónico [minhoto@ipb.pt](mailto:minhoto@ipb.pt), com o telefone nº 273303156 / 273312610, portador do Bilhete de Identidade número **8146565**, autor da tese com o título “**CONSIDERAÇÃO DA TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO À REFLEXÃO DE FENDAS DOS REFORÇOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS FLEXÍVEIS**”, com o orientador **Doutor Jorge Carvalho Pais**, com conclusão no ano **2005** no ramo de conhecimento da **Engenharia Civil**, declara que:

**É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE.**

Universidade do Minho, \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_

Assinatura: \_\_\_\_\_

## AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado na Universidade do Minho sob orientação do Doutor Jorge Carvalho Pais, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

Ao Doutor Jorge Carvalho Pais devo a orientação, os esclarecimentos prestados e o incentivo na selecção do tema da tese e para a realização do trabalho levado a cabo para a persecução dos objectivos propostos. Quero ainda expressar a minha gratidão, pelo apoio e esforço dispendido na concretização deste trabalho e pela leitura atenta e crítica do texto original.

A realização deste trabalho só foi possível com as condições e meios laboratoriais postos à disposição pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, por parte do responsável do Sub-Grupo disciplinar de Vias de Comunicação, Professor Doutor Paulo António Alves Pereira, a quem expresseo o meu profundo agradecimento.

Aos Técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, em particular ao técnico que colaborou directamente na realização do presente trabalho, Sr. Carlos Palha, desejo agradecer pelo cuidado e dedicação demonstrados durante a execução das operações laboratoriais, as quais muito contribuíram para o cumprimento dos objectivos deste trabalho.

Aos Técnicos do Laboratório de Materiais de Construção da Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do IPB, em particular aos Sr. João Pires e Sr. Octávio Pereira, desejo agradecer pelo cuidado e dedicação demonstrados durante a execução das operações laboratoriais e realizadas “in situ”, as quais muito contribuíram para o cumprimento dos objectivos deste trabalho.

À empresa pública Estradas de Portugal – Direcção de Bragança, na pessoa do seu director, Eng<sup>o</sup> Manuel Cordeiro Fernandes, agradeço o apoio prestado, bem como as facilidades concedidas para a instalação de equipamento de observação de temperaturas e no fornecimento de dados de tráfego.

Por fim, dedico este trabalho à Mitó e ao Nuno, pela compreensão, paciência e apoio incessante ao longo de todo o tempo de concretização deste trabalho. Partilho com eles a sensação do dever cumprido.

**Apoio Financeiro:**

Trabalho de investigação co-financiado pelo Fundo Social Europeu, através do Programa de Desenvolvimento Educativo para Portugal, Medida 5 / Acção 5.3 – Formação Avançada de Docentes do Ensino Superior, e pela Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança.



# **CONSIDERAÇÃO DA TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO À REFLEXÃO DE FENDAS DOS REFORÇOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS FLEXÍVEIS**

## **RESUMO**

Os pavimentos rodoviários flexíveis quando expostos às acções do tráfego e das variações de temperatura ficam sujeitos à ocorrência de um conjunto de degradações, das quais se destaca o fendilhamento. Este constitui uma das principais degradações dos pavimentos flexíveis e conduz a estados de ruína associados a situações de desconforto e de redução de segurança para os utentes. Além disso permite a entrada de água para as camadas do pavimento, com a conseqüente redução da capacidade de suporte, potenciando a ocorrência de outros tipos de degradações. Constitui, assim, uma preocupação das administrações rodoviárias atrasar ou, quando possível, evitar a ocorrência de fendilhamento nos pavimentos flexíveis, tendo em vista o seu bom desempenho funcional e estrutural.

O reforço de pavimentos constitui uma técnica de conservação estrutural, na qual se baseiam as estratégias de conservação mais utilizadas para beneficiação dos pavimentos, tendo em vista a reposição da sua capacidade estrutural. A maioria das metodologias existentes para dimensionamento de reforços, normalmente não consideram o mecanismo de ruína da propagação das fendas do pavimento existente para as camadas de reforço, e as que consideram, não envolvem o efeito das variações de temperatura associado àquele mecanismo. Efectivamente, a ocorrência de variações de temperatura nos pavimentos conduz ao agravamento do fenómeno da propagação de fendas, levando à ruína prematura dos reforços. Assim, é fundamental, para o dimensionamento do reforço de um pavimento, a consideração das variações de temperatura na avaliação do comportamento dos reforços à reflexão de fendas.

Pretende-se com este trabalho estudar a influência das variações de temperatura no comportamento dos reforços à reflexão de fendas, contribuindo para uma melhoria dos métodos de concepção de reforços de pavimentos flexíveis que considerem a propagação de fendas como um dos critérios de ruína. O desenvolvimento deste estudo foi baseado na simulação numérica do comportamento dos reforços, considerando a acção conjunta do tráfego e das variações de temperatura, desenvolvendo-se modelos térmicos e mecânicos baseados na metodologia dos elementos finitos.



# **TEMPERATURE CONSIDERATION IN THE REFLECTIVE CRACKING BEHAVIOUR OF ROAD PAVEMENT OVERLAYS**

## **ABSTRACT**

Road pavements, when exposed to traffic and temperature variations are subjected to a set of degradations on its surface, mainly to pavement cracking. Pavement cracking constitutes one of the main degradation of flexible pavements and it provokes distress states in the pavement which are responsible for the users' discomfort and safety reduction. Moreover, it allows the intrusion of water and the subsequent reduction of the pavement bearing capacity. Thus, on behalf of the road administrations, there is a concern to prevent cracking in flexible pavements or to delay its appearance, in order to present a good functional and structural performance.

The pavement overlay consists of one structural maintenance technique that is in the base of the more used maintenance strategies of pavements rehabilitation to increase its structural capacity. The majority of the existing overlay design methods do not normally consider the distress mechanism of reflective cracking. On the other hand the ones that consider it do not point at the effect of temperature variations associated to that mechanism. Effectively, the occurrence of temperature variations in pavements leads to the reflective cracking phenomenon aggravation, what implies a premature distress of the overlays. Thus, for the pavement overlay design purposes, it is important to consider the temperature variations in the evaluation of the reflective cracking overlay behavior.

With this thesis it is intended to study the influence of temperature variations in the reflective cracking overlay behavior. In that way, it is intended to contribute, with the obtained knowledge to the improvement of the pavement overlays design methods, which consider the reflective cracking as one of distress criteria. The development of this study was based on the numerical simulation of the overlay behaviour, considering the simultaneous action of traffic and temperature variations. Thermal and mechanical models based on finite element methodology were developed to take into account the traffic and temperature variations in the reflective cracking.



# CONSIDERAÇÃO DA TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO À REFLEXÃO DE FENDAS DOS REFORÇOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS FLEXÍVEIS

## Palavras-chave

Pavimentos flexíveis  
Fendilhamento  
Reforço de pavimento  
Reflexão de fendas  
Misturas betuminosas  
Variações de temperatura  
Retracção térmica  
Ensaio laboratoriais  
Extensões de Von Mises  
Resistência à fadiga  
Relaxação  
Viscoelasticidade  
Metodologia dos elementos finitos  
Observação de temperaturas  
Previsão da vida do reforço

# TEMPERATURE CONSIDERATION IN THE REFLECTIVE CRACKING BEHAVIOUR OF ROAD PAVEMENT OVERLAYS

## Key-words

Flexible pavements  
Pavement cracking  
Pavement overlay  
Reflective cracking  
Bituminous mixtures  
Temperature variations  
Thermal shrinkage  
Laboratory tests  
Von Mises strains  
Fatigue response  
Relaxation  
Viscoelasticity  
Finite elements methodology  
Temperature monitoring  
Predicted overlay life

# ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento temático .....	1
1.2. Objectivos e metodologia .....	5
1.3. Organização da tese .....	7
2. DEGRADAÇÃO E REABILITAÇÃO DE PAVIMENTOS .....	9
2.1. Introdução.....	9
2.2. Constituição e comportamento dos pavimentos .....	10
2.3. Degradações dos pavimentos .....	14
2.4. Fendilhamento .....	18
2.4.1. Tipologia das fendas.....	18
2.4.2. Fendilhamento por fadiga.....	19
2.4.3. Fendilhamento induzido termicamente .....	19
2.4.4. Fendilhamento com origem na superfície .....	21
2.4.5. Reflexão de fendas em reforços de pavimentos .....	22
2.4.6. Outras causas de fendilhamento .....	23
2.4.7. Consequências do fendilhamento.....	24
2.5. Reabilitação de pavimentos .....	25
2.5.1. Reabilitação de pavimentos com baixo nível de fendilhamento .....	29
2.5.2. Reabilitação de pavimentos por eliminação do fendilhamento existente.....	31
2.5.3. Reabilitação de pavimentos controlando a reflexão de fendas.....	36
2.6. Conclusões.....	39
3. A REFLEXÃO DE FENDAS EM REFORÇOS DE PAVIMENTOS.....	43
3.1. Introdução.....	43
3.2. Mecanismos conducentes à reflexão de fendas .....	44
3.2.1. Solicitações.....	45
3.2.2. Movimentos dos bordos das fendas.....	46
3.2.3. Propagação das fendas no reforço.....	50

3.2.4. Efeito das solicitações na propagação do fendilhamento .....	51
3.3. Metodologias utilizadas na modelação da reflexão de fendas .....	54
3.3.1. Abordagem clássica .....	54
3.3.2. Influência da transferência de carga entre faces duma fenda na reflexão de fendas .....	58
3.3.3. Abordagem baseada na actividade de fendas .....	63
3.4. Metodologias mecanicistas para modelação da reflexão de fendas.....	66
3.4.1. Metodologias para estudo da reflexão de fendas.....	67
3.4.2. Modelo empírico-mecanicista considerando uma zona enfraquecida.....	70
3.5. Reflexão de fendas devido às variações de temperatura .....	76
3.5.1. Mecanismos envolvidos na reflexão de fendas de origem térmica .....	77
3.5.2. Efeito conjunto do tráfego e das variações de temperatura .....	83
3.5.3. Influência do comportamento dos materiais na reflexão de fendas devida à temperatura.....	85
3.6. Conclusões.....	89
4. MODELOS DE COMPORTAMENTO DAS MISTURAS BETUMINOSAS.....	93
4.1. Introdução .....	93
4.2. Viscoelasticidade linear – modelos discretos .....	95
4.3. Viscoelasticidade linear – abordagem baseada no espectro contínuo .....	100
4.4. Características de rigidez das misturas betuminosas .....	106
4.5. Resistência à fadiga das misturas betuminosas .....	108
4.6. Coeficiente de retracção/dilatação térmica .....	109
4.7. Efeito das variações de temperatura .....	112
4.7.1. Abordagem numérica do efeito mecânico das variações de temperatura.....	113
4.7.2. Abordagem numérica ao comportamento térmico dos pavimentos .....	115
4.8. Conclusões.....	124
5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS MISTURAS BETUMINOSAS.....	125
5.1. Introdução .....	125
5.2. Considerações para estudo da reflexão de fendas.....	126
5.2.1. Solicitações consideradas .....	128
5.2.2. Avaliação das propriedades dos materiais.....	129
5.2.3. Modelação .....	130

---

5.2.4. Metodologia de verificação da reflexão de fendas .....	131
5.3. Materiais e ensaios utilizados .....	132
5.4. Retracção térmica das misturas betuminosas .....	134
5.4.1. Descrição do ensaio .....	135
5.4.2. Análise de resultados .....	137
5.4.3. Determinação do coeficiente de retracção térmica.....	146
5.5. Relaxação das misturas betuminosas.....	147
5.5.1. Equipamento adoptado .....	148
5.5.2. Descrição geral do ensaio.....	149
5.5.3. Tratamento de resultados.....	151
5.5.4. Ajuste a curvas de comportamento .....	156
5.6. Resistência à fadiga das misturas betuminosas .....	160
5.6.1. Equipamento de ensaio.....	160
5.6.2. Determinação da resistência à fadiga das misturas betuminosas .....	161
5.7. Determinação do módulo de rigidez e ângulo de fase das misturas betuminosas .....	165
5.8. Conclusões.....	172
<b>6. MODELAÇÃO DA TEMPERATURA NOS PAVIMENTOS .....</b>	<b>175</b>
6.1. Introdução.....	175
6.2. Modelação do comportamento térmico baseada no método das diferenças finitas.....	178
6.3. Modelação do comportamento térmico baseada no método dos elementos finitos .....	179
6.3.1. Conceitos teóricos subjacentes à aplicação da metodologia dos elementos finitos .....	181
6.3.2. Modelos desenvolvidos para a avaliação do comportamento térmico .....	184
6.3.3. Determinação da temperatura – modelos térmicos .....	187
6.4. Observação da temperatura <i>in situ</i> .....	193
6.4.1. Caracterização do pavimento observado.....	194
6.4.2. Equipamento de aquisição e registo de dados .....	194
6.4.3. Dados observados.....	198
6.5. Estudo de convergência entre o modelo teórico e as temperaturas observadas .....	207
6.6. Conclusões.....	218
<b>7. MODELAÇÃO DA REFLEXÃO DE FENDAS SOB CONDIÇÕES TÉRMICAS .....</b>	<b>221</b>
7.1. Introdução.....	221

---

7.2. Conceitos teóricos aplicados na modelação .....	225
7.2.1. Materiais com comportamento elástico linear .....	227
7.2.2. Materiais com comportamento viscoelástico linear .....	229
7.2.3. Simplicidade termo-reológica .....	231
7.2.4. Caracterização da análise numérica em função do tempo .....	232
7.2.5. Procedimento de simulação .....	234
7.3. Comportamento do reforço devido à acção do tráfego .....	236
7.3.1. Modelo MMTRF .....	238
7.3.2. Consideração da variedade de eixos observados .....	244
7.4. Comportamento de um reforço devido à acção das variações de temperatura .....	247
7.4.1. Modelo MMTER .....	249
7.4.2. Combinação das acções do tráfego e das variações de temperatura .....	253
7.5. Avaliação do dano .....	256
7.5.1. Avaliação da extensão de Von Mises .....	257
7.5.2. Avaliação da vida previsível do reforço do pavimento .....	258
7.5.3. Avaliação do dano horário .....	261
7.6. Análise de resultados .....	261
7.6.1. Relação entre o estado térmico e o estado de tensão no reforço .....	262
7.6.2. Relação entre o estado térmico do pavimento e a extensão de Von Mises .....	271
7.6.3. Análise da evolução do dano horário .....	278
7.6.4. Análise da evolução do dano acumulado ao longo do ano .....	282
7.7. Conclusões .....	283
8. GENERALIZAÇÃO DO ESTUDO .....	287
8.1. Introdução .....	287
8.2. Relação entre a situação térmica real e as situações teóricas .....	288
8.2.1. Condições de simulação .....	289
8.2.2. Fase de simulação .....	292
8.2.3. Avaliação do dano .....	294
8.3. Obtenção do dano periódico para as situações padrão .....	297
8.4. Relação entre o dano das situações real e teórica – factor de relação de dano .....	303
8.5. Proposta duma metodologia de dimensionamento .....	307
8.5.1. Considerações sobre a aplicação do processo de dimensionamento .....	311
8.6. Conclusões .....	316

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	317
9.1. Síntese do trabalho .....	317
9.2. Conclusões.....	319
9.3. Prosseguimento do trabalho .....	321
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	323



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Representação esquemática das solicitações e do comportamento dum pavimento rodoviário flexível .....	11
Figura 2.2 – Constituição típica dum pavimento flexível e estado de tensão resultante do carregamento do tráfego .....	13
Figura 2.3 – Zonas críticas de ocorrência de esforços num pavimento flexível devido ao carregamento do tráfego .....	14
Figura 2.4 – Sequência e interacção das degradações .....	17
Figura 2.5 – Exemplos de estratégias de conservação de pavimentos rodoviários .....	27
Figura 2.6 – Estratégias normalmente adoptadas na reabilitação estrutural de pavimentos fendilhados .....	28
Figura 3.1 – Corte de um pavimento fendilhado com um reforço de pavimento .....	44
Figura 3.2 – Modos de abertura das fendas .....	47
Figura 3.3 – Fendilhamento em modo I, associado a variações de temperatura .....	47
Figura 3.4 – Fendilhamento em modo I, associado à passagem de um rodado.....	47
Figura 3.5 – Fendilhamento em modo II, associado à passagem de um rodado .....	48
Figura 3.6 – Fendilhamento em modo III.....	48
Figura 3.7 – Tipo de progressão de uma fenda devido ao efeito do tráfego.....	52
Figura 3.8 – Tipo de progressão duma fenda devido aos ciclos diários de temperatura .....	53
Figura 3.9 – Tipo de progressão de uma fenda devido efeito conjunto do tráfego e das variações de temperatura, discriminada para diversos tipos de vias .....	53
Figura 3.10 – Evolução de $k_{tr}$ com $c/h$ e com a capacidade de transferência da carga na fenda .....	56
Figura 3.11 – Evolução de $K_t$ com $c/h$ para o caso de carregamento térmico .....	57
Figura 3.12 – Exemplo de localização da carga dum FWD, e geofones para avaliação da transferência de carga nas fendas .....	59

Figura 3.13 – Deflexão típica da superfície do pavimento, no Verão, junto a uma determinada fenda .....	59
Figura 3.14 – Deflexão típica da superfície do pavimento, no Inverno, junto a uma determinada fenda .....	60
Figura 3.15 – Representação gráfica de $d_L$ e de $d_U$ .....	61
Figura 3.16 – Perfil de variação da deflexão com a temperatura e com a distância à carga.....	62
Figura 3.17 – Relação entre a largura da fenda e a transferência de carga com a temperatura .....	62
Figura 3.18 – Actividade de fendas: a) CAM; b) diagrama de actividade de fendas .....	64
Figura 3.19 – Actividade de fendas medida e estimada pelo modelo de Sousa <i>et al.</i> (2002).....	65
Figura 3.20 – Gráfico de fluxos representativo do método proposto por Sousa <i>et al.</i> (2002).....	73
Figura 3.21 – Exemplo de um gradiente instantâneo de temperaturas .....	78
Figura 3.22 – Mecanismos de indução de tensões num reforço devido à actuação da temperatura .....	79
Figura 3.23 – Tensões horizontais resultantes da retracção térmica na camada de reforço .....	80
Figura 3.24 – Tensões principais resultantes da retracção térmica da camada fendilhada.....	82
Figura 3.25 – Estados de tensão resultantes da acção conjunta dos dois mecanismos associados à actuação das variações de temperatura .....	83
Figura 3.26 – Estado de tensão devido ao carregamento dum rodado duplo.....	84
Figura 3.27 – Estado de tensão devido ao efeito conjunto do tráfego e da temperatura.....	85
Figura 3.28 – Evolução do estado de tensão com: a) a temperatura; b) o tempo de carregamento .....	88
Figura 4.1 – Comportamentos típicos dos materiais betuminosos em função da extensão aplicada, $\epsilon$ , e do número de carregamentos, N .....	94
Figura 4.2 – Esquematização dos modelos elementares: a) mola; b) amortecedor .....	95
Figura 4.3 – Esquematização do modelo de Maxwell .....	96
Figura 4.4 – Esquematização do modelo de Kelvin-Voigt.....	97
Figura 4.5 – Esquematização do modelo generalizado de Maxwell.....	98
Figura 4.6 – Esquematização do modelo generalizado de Kelvin-Voigt.....	99

---

Figura 4.7 – Esquematização do modelo analógico parabólico.....	103
Figura 4.8 – Esquematização do Modelo Analógico de Huet .....	104
Figura 4.9 – Esquematização do modelo analógico de Huet-Sayegh.....	105
Figura 4.10 – Relação entre o coeficiente de retracção térmica e a porosidade .....	110
Figura 5.1 – Avaliação da reflexão de fendas considerando variações de temperatura .....	126
Figura 5.2 – Metodologia de trabalho para avaliação da reflexão de fendas, considerando variações de temperatura .....	127
Figura 5.3 – Fuso e curva granulométrica do agregado usado na mistura convencional .....	133
Figura 5.4 – Fuso e curva granulométrica do agregado usado na mistura com BMB.....	133
Figura 5.5 – Colocação das amostras para o ensaio de retracção térmica livre.....	135
Figura 5.6 – Fixação dos transdutores de deslocamento .....	135
Figura 5.7 – Perfis de temperaturas de ensaio para cada taxa de arrefecimento .....	136
Figura 5.8 – Evolução dos alongamentos axiais com a temperatura, a uma taxa de arrefecimento de 5 °C/h, em amostras com mistura com BMB .....	137
Figura 5.9 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 5 °C/h, em amostras de mistura com BMB .....	138
Figura 5.10 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 1 °C/h, em amostras de mistura com BMB .....	139
Figura 5.11 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 2 °C/h, em amostras de mistura com BMB .....	139
Figura 5.12 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 10 °C/h, em amostras de mistura com BMB .....	140
Figura 5.13 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 1 °C/h, em amostras de mistura convencional.....	140
Figura 5.14 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 5 °C/h, em amostras de mistura convencional.....	141
Figura 5.15 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 10 °C/h, em amostras de mistura convencional.....	141

Figura 5.16 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 1 °C/h, na mistura com BMB.....	143
Figura 5.17 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 2 °C/h, na mistura com BMB.....	143
Figura 5.18 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 5 °C/h na mistura com BMB.....	144
Figura 5.19 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 10 °C/h na mistura com BMB.....	144
Figura 5.20 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 5 °C/h na mistura convencional ....	145
Figura 5.21 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 10 °C/h na mistura convencional .....	145
Figura 5.22 – Identificação de aspectos particulares das relações $\varepsilon=f(T)$ .....	146
Figura 5.23 – Representação esquemática do ensaio de relaxação.....	148
Figura 5.24 – Equipamento de corte utilizado no ensaio de relaxação.....	148
Figura 5.25 – Equipamento de servo-controlo dos ensaios de relaxação .....	149
Figura 5.26 – a) Preparação de uma amostra para ensaio; b) Colocação por colagem, nos pratos da máquina de ensaio .....	149
Figura 5.27 – Relações entre as extensões e as tensões num ensaio de relaxação .....	151
Figura 5.28 – Procedimento adoptado para obtenção de modelos de comportamento das misturas.....	151
Figura 5.29 – Procedimentos para determinação dos módulos volumétrico e de corte.....	152
Figura 5.30 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) relativas aos ensaios da mistura com BMB .....	153
Figura 5.31 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura com BMB, para um tempo de carregamento entre 70 e 1000 segundos .....	153
Figura 5.32 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura com BMB, para um tempo de carregamento entre 1000 e 7200 segundos .....	154

---

Figura 5.33 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) relativas aos ensaios das amostras de mistura convencional.....	154
Figura 5.34 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura convencional, para um tempo de carregamento entre 70 e 1000 segundos.....	155
Figura 5.35 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura convencional, para um tempo de carregamento entre 1000 e 7200 segundos.....	155
Figura 5.36 – Curvas de relaxação para a mistura convencional.....	158
Figura 5.37 – Curvas de relaxação para a mistura com BMB .....	159
Figura 5.38 – Rectas de fadiga para a mistura com BMB .....	162
Figura 5.39 – Rectas de fadiga para a mistura betuminosa convencional .....	163
Figura 5.40 – Rectas de fadiga para as misturas betuminosas estudadas .....	163
Figura 5.41 – Evolução do módulo de rigidez da mistura convencional em função da temperatura.....	166
Figura 5.42 – Evolução do módulo de rigidez da mistura convencional em função da frequência de carregamento.....	166
Figura 5.43 – Evolução do módulo de rigidez da mistura com BMB em função da temperatura.....	167
Figura 5.44 – Evolução do módulo de rigidez da mistura com BMB em função da frequência de carregamento.....	167
Figura 5.45 – Evolução do ângulo de fase da mistura convencional em função da temperatura.....	168
Figura 5.46 – Evolução do ângulo de fase da mistura convencional em função da frequência de carregamento.....	168
Figura 5.47 – Evolução do ângulo de fase da mistura com BMB em função da temperatura.....	169
Figura 5.48 – Evolução do ângulo de fase da mistura com BMB em função da frequência de carregamento .....	169
Figura 6.1 – Modelo térmico adoptado com base no elemento de oito nós .....	185
Figura 6.2 – Consideração de simetria no modelo.....	187

Figura 6.3 – Modelo de distribuição da temperatura no pavimento a partir das temperaturas observadas no pavimento .....	189
Figura 6.4 – Superfícies exteriores do modelo MDTP .....	189
Figura 6.5 – Modelo de distribuição da temperatura no pavimento a partir dos parâmetros atmosféricos.....	191
Figura 6.6 – Elemento superfície SURF152 de simulação da radiação e da convecção .....	192
Figura 6.7 – Associação do elemento superfície SURF152 com um elemento térmico SOLID70 .....	192
Figura 6.8 – Identificação das camadas de pavimento através duma amostra de pavimento ....	194
Figura 6.9 – Identificação das camadas de pavimento e da colocação de termopares .....	195
Figura 6.10 – Colocação de termopares no pavimento – Abertura de rasgos no pavimento.....	195
Figura 6.11 – Colocação de termopares no pavimento – Aspecto dos termopares colocados nos rasgos antes do enchimento com betume.....	196
Figura 6.12 – Colocação de termopares no pavimento – Aspecto dos rasgos após enchimento com betume asfáltico .....	197
Figura 6.13 – Equipamento de recolha e gravação de dados – dattalogers .....	197
Figura 6.14 – Cabine com equipamento de aquisição de dados e mastro meteorológico.....	198
Figura 6.15 – Operação de transferência de dados a partir do dattalogger.....	198
Figura 6.16 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à superfície do pavimento .....	199
Figura 6.17 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.028 m.....	199
Figura 6.18 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.055 m.....	200
Figura 6.19 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.125 m.....	200
Figura 6.20 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.165 m.....	201

---

Figura 6.21 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.220 m.....	201
Figura 6.22 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.340 m.....	202
Figura 6.23 – Evolução da temperatura média diária no ano de 2004 às várias profundidades .....	202
Figura 6.24 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à superfície do pavimento .....	203
Figura 6.25 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.028 m.....	203
Figura 6.26 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.055 m.....	204
Figura 6.27 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.125 m.....	204
Figura 6.28 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.165 m.....	205
Figura 6.29 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.220 m.....	205
Figura 6.30 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.340 m.....	206
Figura 6.31 – Valores da temperatura, medidos e calculados, à superfície do pavimento para o mês de Janeiro .....	209
Figura 6.32 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 55 mm, no mês de Janeiro .....	209
Figura 6.33 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 165 mm, no mês de Janeiro .....	210
Figura 6.34 – Valores da temperatura, medidos e calculados, à superfície do pavimento para o mês de Abril .....	210
Figura 6.35 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 55 mm, no mês de Abril .....	211
Figura 6.36 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 165 mm, no mês de Abril .....	211
Figura 6.37 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 2 de Março .....	213
Figura 6.38 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 2 de Agosto.....	214

Figura 6.39 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 7 de Dezembro .....	214
Figura 6.40 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 10 de Maio .....	215
Figura 6.41 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 12 de Fevereiro .....	215
Figura 6.42 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 29 de Setembro .....	216
Figura 6.43 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 16 de Outubro .....	216
Figura 6.44 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 24 de Julho .....	217
Figura 6.45 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 31 de Março .....	217
Figura 7.1 – Evolução do estado de tensão no reforço, devido à acção do tráfego e das variações de temperatura .....	222
Figura 7.2 – Situação de análise da evolução do estado de tensão no reforço.....	223
Figura 7.3 – Principais etapas envolvidas na modelação.....	224
Figura 7.4 – Definição do vector tensão de um elemento finito tridimensional.....	227
Figura 7.5 – Procedimento usado na simulação do comportamento de um reforço .....	235
Figura 7.6 – Procedimento para determinação do estado de tensão/extensão devido ao tráfego.....	237
Figura 7.7 – Modelo mecânico de determinação do estado de tensão/extensão devido ao tráfego.....	238
Figura 7.8 – Consideração de simetria no modelo mecânico .....	239
Figura 7.9 – Dimensões do modelo mecânico do pavimento .....	240
Figura 7.10 – Representação do elemento SOLID185 e a discretização do modelo mecânico.....	241

---

Figura 7.11 – Representação, em corte bidimensional, das condições fronteira (apoios) do modelo mecânico.....	241
Figura 7.12 – Esquema da carga distribuída, representativa dum rodado duplo .....	242
Figura 7.13 – Determinação do estado de tensão/extensão associado a cada tipo de eixo.....	247
Figura 7.14 – Avaliação do comportamento do pavimento quando sujeito a variações de temperatura.....	247
Figura 7.15 – Modelo mecânico considerando variações de temperatura.....	248
Figura 7.16 – Combinação das acções do tráfego e das variações de temperatura .....	255
Figura 7.17 – Procedimentos para a determinação do dano associado a cada solicitação .....	257
Figura 7.18 – Nós considerados para a avaliação da extensão de Von Mises média .....	259
Figura 7.19 – Procedimento de avaliação da vida previsível do reforço.....	259
Figura 7.20 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura, em dias frios e no reforço em mistura betuminosa com BMB .....	263
Figura 7.21 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura em dias frios e no reforço em mistura convencional .....	263
Figura 7.22 – Evolução das tensões de Von Mises com a temperatura, para os dois tipos de materiais e para dias frios.....	265
Figura 7.23 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura, em dias quentes e no reforço em mistura betuminosa com BMB .....	265
Figura 7.24 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura, em dias quentes e no reforço em mistura convencional .....	266
Figura 7.25 – Evolução das tensões de Von Mises com a temperatura, para os dois tipos de materiais e para dias quentes .....	267
Figura 7.26 – Tensões de Von Mises no reforço em BMB, ao longo do ano, resultantes das acções do tráfego (130 kN) e do carregamento total.....	268
Figura 7.27 – Tensões de Von Mises no reforço em mistura convencional, ao longo do ano, resultantes das acções do tráfego (130 kN) e do carregamento total .....	269
Figura 7.28 – Tensões de Von Mises num reforço constituído por uma mistura com BMB resultantes das acções de várias cargas por eixo consideradas .....	270

---

Figura 7.29 – Tensões de Von Mises num reforço constituído por uma mistura convencional, resultantes das acções de várias cargas por eixo consideradas .....	270
Figura 7.30 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias frios e no reforço em mistura com BMB .....	272
Figura 7.31 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias frios e no reforço em mistura convencional .....	272
Figura 7.32 – Extensões de Von Mises associadas às variações de temperatura em dias frios no reforço em mistura com BMB.....	273
Figura 7.33 – Extensões de Von Mises devido às variações de temperatura, em dias frios, no reforço em mistura convencional .....	274
Figura 7.34 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias quentes e no reforço com BMB .....	274
Figura 7.35 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias quentes e no reforço com mistura convencional .....	275
Figura 7.36 – Extensões de Von Mises anuais no reforço em mistura com BMB .....	276
Figura 7.37 – Extensões de Von Mises anuais no reforço em mistura convencional.....	276
Figura 7.38 – Extensões de Von Mises no reforço constituído por mistura com BMB para a acção de dois tipos de eixos considerados.....	277
Figura 7.39 – Extensões de Von Mises num reforço constituído por uma mistura convencional, para a acção de dois tipos de eixos considerados.....	278
Figura 7.40 – Evolução da vida previsível do reforço com BMB .....	279
Figura 7.41 – Evolução da vida previsível do reforço com mistura convencional.....	279
Figura 7.42 – Dano horário associado ao carregamento do tráfego no reforço com BMB .....	280
Figura 7.43 – Dano horário verificado nos dias entre 19/01 e 22/01, associado ao carregamento do tráfego no reforço em mistura com BMB .....	280
Figura 7.44 – Dano horário verificado nos dias entre 01/07 e 07/07, associado ao carregamento do tráfego no reforço com BMB.....	281
Figura 7.45 – Dano horário, devido ao carregamento total e ao carregamento do tráfego, verificado no reforço em mistura com BMB.....	281

---

Figura 7.46 – Dano horário, associado ao carregamento total e ao carregamento do tráfego, para o reforço em mistura convencional .....	282
Figura 7.47 – Dano horário acumulado, devido ao carregamento total e ao tráfego, para os casos de reforço em mistura convencional e mistura com BMB .....	283
Figura 8.1 – Condições reais e de referência do carregamento térmico .....	288
Figura 8.2 – Estabelecimento das condições de carregamento térmico .....	288
Figura 8.3 – Procedimento de simulação.....	293
Figura 8.4 – Extensões médias de Von Mises ao longo de 24 horas, para a situação padrão com temperatura de referência de 35 °C, num reforço em mistura betuminosa com BMB .....	295
Figura 8.5 – Extensões médias de Von Mises ao longo de 24 horas, para a situação padrão com temperatura de referência de 35 °C, num reforço constituído por mistura convencional.....	295
Figura 8.6 – Procedimento para avaliação do dano horário .....	296
Figura 8.7 – Tráfego horário admissível num reforço em mistura com BMB para as situações padrão com temperatura de referência de 35 °C e para um dia do ano .....	296
Figura 8.8 – Procedimento para avaliação do dano .....	297
Figura 8.9 – Variação do dano anual com a temperatura de referência e com as variações de temperatura, para reforço em mistura com BMB .....	298
Figura 8.10 – Variação do dano anual com a temperatura de referência e com as variações de temperatura, para reforço com mistura convencional .....	298
Figura 8.11 – Variação do dano anual resultante exclusivamente das variações de temperatura, num reforço com mistura com BMB.....	299
Figura 8.12 – Variação do dano anual, resultante exclusivamente das variações de temperatura, num reforço com mistura convencional .....	300
Figura 8.13 – Variação do dano anual com a variação da temperatura, resultante exclusivamente da acção do tráfego (130 kN), num reforço em mistura com BMB .....	300
Figura 8.14 – Variação do dano anual com a variação da temperatura, resultante exclusivamente da acção do tráfego (130 kN), num reforço com mistura convencional.....	301

Figura 8.15 – Variação do dano anual com a variação de temperatura, para uma temperatura de referência de 35 °C e para os dois tipos de misturas.....	301
Figura 8.16 – Variação do dano anual com a variação de temperatura, para uma temperatura de referência de 25 °C e para os dois tipos de misturas.....	302
Figura 8.17 – Variação do dano anual com a variação de temperatura, para uma temperatura de referência de 15 °C e para os dois tipos de misturas.....	302
Figura 8.18 – Variação do dano mensal com $T_{ref}$ e com $\Delta T$ , para um reforço em mistura com BMB .....	304
Figura 8.19 – Variação do dano mensal com $T_{ref}$ e com $\Delta T$ , para um reforço com mistura betuminosa convencional .....	304
Figura 8.20 – Procedimento para dimensionamento dum reforço de pavimento .....	308
Figura 8.21 – Evolução do Processo de dimensionamento do reforço de um pavimento .....	313
Figura 8.22 – Agrupamento de fases para procedimento futuro do dimensionamento do reforço de um pavimento.....	314

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Famílias e tipos de degradações.....	15
Tabela 3.1 – Eficiência de transferência de carga.....	61
Tabela 3.2 – Coeficientes estatísticos para a actividade de fendas após reforço.....	65
Tabela 3.3 – Variáveis associadas às propriedades dos pavimentos .....	71
Tabela 3.4 – Coeficientes estatísticos associados ao modelo de $\epsilon_{VM}$ .....	72
Tabela 3.5 – Factores influentes no comportamento das misturas betuminosas perante a temperatura.....	86
Tabela 5.1 – Regimes de temperaturas aplicados no ensaio de retracção térmica livre .....	136
Tabela 5.2 – Caracterização das amostras para ensaio .....	137
Tabela 5.3 – Valores do coeficiente de retracção térmica observados nos ensaios.....	147
Tabela 5.4 – Parâmetros associados aos ensaios de relaxação .....	150
Tabela 5.5 – Parâmetros de Prony para a mistura convencional de desgaste .....	157
Tabela 5.6 – Parâmetros de Prony para a mistura com BMB.....	158
Tabela 5.7 – Propriedades viscoelásticas das misturas – parâmetros de Prony.....	159
Tabela 5.8 – Parâmetros das leis de fadiga para a mistura com BMB.....	162
Tabela 5.9 – Parâmetros das leis de fadiga para a mistura convencional .....	162
Tabela 5.10 – Coeficientes da lei da Shell para as misturas estudadas.....	165
Tabela 5.11 – Coeficientes para modelo do módulo de rigidez em função da temperatura .....	170
Tabela 5.12 – Coeficientes do modelo do módulo de rigidez em função da frequência .....	171
Tabela 5.13 – Coeficientes do modelo do ângulo de fase em função da temperatura.....	171
Tabela 5.14 – Coeficientes do modelo do ângulo de fase em função da frequência .....	172
Tabela 6.1 – Propriedades térmicas dos materiais .....	187
Tabela 6.2 – Resultados do estudo estatístico de convergência – estudo mensal.....	208

Tabela 6.3 – Resultados do estudo estatístico de convergência – estudo diário .....	213
Tabela 7.1 – Propriedades da mistura com BMB .....	243
Tabela 7.2 – Propriedades da mistura convencional .....	243
Tabela 7.3 – Propriedades da mistura da camada fendilhada .....	243
Tabela 7.4 – Propriedades da camada granular e do solo de fundação .....	244
Tabela 7.5 – Intervalos e cargas obtidas da observação do tráfego .....	245
Tabela 7.6 – Contagem de tráfego transformado em eixos simples, referente apenas a um sentido de circulação .....	246
Tabela 7.7 – Propriedades viscoelásticas das misturas – parâmetros de Prony .....	251
Tabela 7.8 – Coeficientes de retracção térmica das misturas betuminosas.....	252
Tabela 7.9 – Parâmetros adimensionais para a expressão da fadiga.....	261
Tabela 8.1 – Conjunto de temperaturas do ar consideradas na simulação.....	290
Tabela 8.2 – Perfil de temperaturas do ar para cada situação padrão .....	291
Tabela 8.3 – Radiação solar para cada situação padrão .....	291
Tabela 8.4 – Temperaturas do pavimento para as condições iniciais das situações padrão .....	292
Tabela 8.5 – Dano mensal resultante da aplicação de condições de carregamento reais.....	303
Tabela 8.6 – Constantes das expressões para obtenção do dano.....	305
Tabela 8.7 – Dano real, dano teórico e factor de relação de dano .....	306
Tabela 8.8 – Constantes da Expressão 8.1 para obtenção do dano .....	307
Tabela 8.9 – Dano real, dano teórico e factor de relação de dano .....	307

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

$\Gamma$	= Função gama
$\epsilon$	= Emissividade da superfície
$T_m^p$	= Temperatura num nó $m$ ao instante $p$
$\{F_e^{th}\}$	= Vector das cargas térmicas num elemento finito
$\{\ddot{u}\}$	= Vector aceleração
$\{F_e^{pr}\}$	= Vector de cargas distribuídas num elemento
$\{\epsilon^{el}\}$	= Vector das extensões elásticas
$\{\epsilon^{th}\}$	= Vector das extensões de origem térmica
$D_{mensal}^{real}$	= Dano total mensal resultante da acção do tráfego e das variações de temperatura reais
$D_{mensal}^{teórico}$	= Dano total mensal resultante da acção do tráfego e das variações de temperatura para as situações padrão teóricas
$\phi$	= Ângulo de fase
$\epsilon^{mec}$	= Extensão unidimensional de origem mecânica
$\sigma_0$	= Tensão de tracção no instante zero
$\epsilon_0$	= Extensão de tracção num instante zero
$\epsilon^{térmica}$	= Extensão resultante duma variação de temperatura
$[B]$	= Matriz extensão-deslocamento
$[D]$	= Matriz condutividade
$[D]$	= Matriz rigidez elástica
$[K]$	= Matriz rigidez global duma estrutura
$[M_e]$	= Matriz de massa dum elemento

- $[N]$  = Matriz das funções de interpolação
- $\{q\}$  = Vector fluxo de calor
- $\{u\}$  = Vector de deslocamentos nodais
- $\{V\}$  = Vector operador
- $\{\eta\}$  = Vector unitário, perpendicular à superfície
- $\{\sigma\}$  = Vector das tensões
- $|E^*|$  = Norma do módulo complexo
- $a$  = Raio do círculo de aplicação duma carga
- $A$  = Área duma secção
- $A, n$  = Constantes do material, determinadas experimentalmente, para estabelecimento duma lei que exprime a propagação do fendilhamento através dum reforço
- $AAF$  = Factor correctivo que traduz o envelhecimento das misturas
- $Act$  = Actividade vertical duma fenda antes do reforço
- $af$  = Abertura duma fenda
- $a_T(\theta)$  = Factor de transformação de frequência-temperatura, à temperatura  $\theta$ , pela expressão de William-Landel-Ferry
- $AV$  = Actividade vertical duma fenda após do reforço
- $AV$  = Actividade duma fenda antes de reforço
- $BD$  = Betão betuminoso em camada de desgaste
- $BG$  = Base granular
- $c$  = Comprimento duma fenda
- $C$  = Calor específico do material
- $C_1$  = Constante da expressão de William-Landel-Ferry
- $C_1$  = Constante da expressão de William-Landel-Ferry referente ao material modelado
- $C_2$  = Constante da expressão de William-Landel-Ferry
- $C_2$  = Constante da expressão de William-Landel-Ferry referente ao material modelado

---

$c_{if}$	=	Parâmetro de rigidez de corte
$D$	=	Função fluência
$D_h$	=	Dano total horário, para todos os eixos considerados
$D_{h,e}$	=	Dano horário do eixo $e$ , durante a hora $h$
$d_L$	=	Deflexão no ponto mais próximo da fenda, do lado do carregamento
$d_U$	=	Deflexão no ponto mais próximo da fenda do lado não carregado
$E$	=	Módulo de rigidez dum mistura betuminosa
$E$	=	Rigidez dum elemento elástico
$E_\infty$	=	Componente elástica do módulo complexo, ou seja, para $\omega\tau \rightarrow \infty$
$E^*(\omega)$	=	Módulo complexo
$E_0$	=	Componente estática do módulo complexo, para $\omega\tau \rightarrow 0$
$E_1$	=	Componente real, ou elástica, do módulo complexo
$E_2$	=	Componente imaginária, ou viscosa, do módulo complexo
$e_i$	=	Espessura dum camada $i$
$E_r$	=	Módulo de rigidez dum camada de reforço
$E_{ref}$	=	Módulo de rigidez do reforço
$f$	=	Frequência de carregamento
$f$	=	Factor que considera a excentricidade da órbita da terra
$FAF$	=	Factor correctivo para ajuste ao desempenho <i>in situ</i>
$G$	=	Módulo de corte
$G_0$	=	Módulo de corte elástico (para carregamento instantâneo)
$G_e$	=	Módulo de corte de equilíbrio ( $f \rightarrow 0$ )
$G_g$	=	Módulo de corte quando $f \rightarrow \infty$
$G_i$	=	Constante da série de Prony relacionada com o módulo de corte
$h$	=	Coefficiente de transferência de calor

---

- $H, m$  = Constantes, determinadas experimentalmente, para estabelecimento duma lei que exprime o início duma fenda, resultado da aplicação repetitiva de cargas do tráfego
- $h_c$  = Coeficiente de transferência de calor por convecção
- $h_r$  = Espessura da camada betuminosa de reforço
- $h_r$  = Coeficiente de transferência de calor por radiação
- $h_{ref}$  = Espessura do reforço
- $i$  = Número complexo definido como  $i^2 = -1$
- $I$  = Tensor unitário
- $J(t)$  = Função fluência
- $J_0$  = Função fluência no instante  $t=0$
- $K$  = Factor de intensidade de tensão – (potencial de fendilhamento do pavimento)
- $k$  = Condutibilidade térmica
- $k, m_e$  = Parâmetros de forma
- $K_0$  = Módulo volumétrico elástico (para carregamento instantâneo)
- $K_i$  = Constante da série de Prony relacionada com o módulo volumétrico
- $K_i$  = Coeficiente de condutibilidade térmica da camada  $i$
- $k_t$  = Factor de intensidade de tensão resultante duma acção térmica
- $k_{tr}$  = Factor de intensidade de tensão dependente da capacidade de transferência de carga na fenda
- $K_{xx}$  = Condutibilidade térmica dum elemento, segundo a direcção  $x$
- $K_{yy}$  = Condutibilidade térmica dum elemento, segundo a direcção  $y$
- $K_{zz}$  = Condutibilidade térmica dum elemento, segundo a direcção  $z$
- $LT$  = Coeficiente de transferência de carga
- $m$  = Declive da recta que exprime, num referencial logarítmico, a fluência em função do tempo
- $MB$  = Macadame betuminoso em camada de regularização

---

$M_{bet}$	=	Módulo de rigidez dum camada betuminosa fendilhada
MDTP	=	Modelo de Distribuição da Temperatura no Pavimento
MDTTP	=	Modelo de Distribuição Transiente da Temperatura no Pavimento
$M_{gra}$	=	Módulo de rigidez dum camada granular
MMTER	=	Modelo Mecânico de elementos finitos de simulação do efeito da variação da Temperatura
MMTRF	=	Modelo Mecânico de elementos finitos de simulação do efeito do TRáfego
$M_{sub}$	=	Módulo de rigidez dum fundação
$N_{130}$	=	Número de passagens de um eixo padrão de 130 kN
$N_{adm,h,e}$	=	Quantidade de passagens admissíveis, de um eixo $e$ , para as condições da hora $h$
NAEP	=	Número Acumulado de eixos equivalentes ao Eixo Padrão
$N_e$	=	Número de passagens de um eixo simples, $e$ , com carga $P_e$
$n_e$	=	Quantidade de tipos de eixos considerados
$N_f$	=	Resistência à fadiga
$n_G$	=	Número de elementos Prony na componente distorcional
$N_{h,e}$	=	Quantidade de passagens de um eixo $e$ observados na hora $h$
$n_K$	=	Número de elementos Prony na componente volumétrica
$P$	=	Carga dum rodado
$P_e$	=	Peso do eixo simples, $e$
$q$	=	Pressão (carga distribuída)
$Q$	=	Quantidade de calor
$q$	=	Fluxo de calor
$q_a$	=	Radiação absorvida pela superfície da terra
$q_c$	=	Transferência de calor por convecção
$q_e$	=	Intensidade de radiação emitida da superfície do pavimento para a envolvente
$q_f$	=	Intensidade da radiação reflectida a partir do pavimento

$q_i$	= Intensidade de radiação térmica solar incidente
$q_r$	= Balanço da intensidade de radiação de grande comprimento de onda
$q_s$	= Radiação solar incidente absorvida pela superfície do pavimento
$r$	= Factor de relação de dano entre o dano teórico e o dano real
$R(t)$	= Função relaxação dum material
$RCT$	= Temperatura de reflexão de fendas
$s$	= Largura duma fenda
$SbG$	= Sub-base granular
$S_c$	= Constante solar
$S_o$	= Rigidez inicial da mistura betuminosa num ensaio de fadiga
$t$	= Tempo de carregamento
$T$	= Temperatura
$T_\infty$	= Temperatura ambiente
$TAF$	= Factor correctivo que reflecte a evolução das temperaturas nas misturas
$Tbet$	= Espessura duma camada betuminosa fendilhada
$Tgra$	= Espessura duma camada granular
$T_s$	= Temperatura de referência na expressão de William-Landel-Ferry
$T_s$	= Temperatura da superfície do pavimento
$U$	= Energia de deformação associada ao trabalho virtual interno
$V$	= Energia de deformação associada ao trabalho virtual externo
$V_b$	= Volume de betume da mistura betuminosa
$Vbe$	= Percentagem volumétrica de betume
$VMA$	= Vazios na mistura dos agregados
$WLF$	= William-Landel-Ferry
$z$	= Profundidade a partir da superfície e no sentido descendente
$\sigma$	= Constante de Stefan-Boltzman

---

$\Delta T$	=	Variação da temperatura
$\Delta t$	=	Incremento de tempo
$\Delta T_{fend}$	=	Variação de temperatura no pavimento fendilhado
$\Delta z$	=	Incremento de profundidade
$\alpha$	=	Coefficiente de retracção térmica
$\alpha_a$	=	Coefficiente de retracção térmica dum agregado
$\alpha_b$	=	Coefficiente de retracção térmica dum betume
$\alpha_{fend}$	=	Coefficiente de retracção térmica do pavimento fendilhado
$\alpha_m$	=	Coefficiente de retracção térmica numa mistura
$\alpha_s$	=	Coefficiente de absorção da radiação solar
$\delta$	=	Ângulo de fase
$\varepsilon$	=	Extensão
$\varepsilon_1$	=	Extensão principal máxima
$\varepsilon_2$	=	Extensão principal média
$\varepsilon_3$	=	Extensão principal mínima
$\varepsilon_a$	=	Coefficiente de absorção de radiação de grande comprimento de onda
$\varepsilon_e$	=	Coefficiente de emissão de radiação
$\varepsilon_f$	=	Extensão de tracção
$\varepsilon_i^{tme}$	=	Componentes (volumétricas) do estado de extensão “elástico” de origem térmica
$\varepsilon_{VM}$	=	Extensão deviatória de Von Mises
$\phi$	=	Difusibilidade térmica dum material
$\gamma$	=	Parte deviatória da extensão
$\gamma_{ij}^{tme}$	=	Componentes (corte) do estado de extensão “elástico” de origem térmica
$\eta$	=	Viscosidade, ou pseudo viscosidade, dum elemento viscoso

- $\eta$  = Factor de perda que considera a dispersão/absorção da radiação de alta-frequência pela atmosfera
- $\nu$  = Coeficiente de Poisson
- $\theta$  = Ângulo zenital
- $\rho$  = Densidade do material
- $\sigma$  = Tensão
- $\sigma_c$  = Tensão de compressão
- $\sigma_i^{tm}$  = Componentes (volumétricas) do estado de tensão de origem térmica
- $\sigma_t$  = Tensão de tracção
- $\tau$  = Tempo de relaxação
- $\tau_i^{tm}$  = Componentes (corte) do estado de tensão de origem térmica
- $\omega$  = Frequência angular dum solicitação

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Enquadramento temático

Portugal apresenta uma rede rodoviária constituída, na sua maioria, por pavimentos flexíveis e que tem evoluído desde os anos 80, com a construção de novos itinerários, prevendo-se um incremento da actividade de reabilitação dos pavimentos existentes, a par de um abrandamento da fase de grande crescimento da rede rodoviária nacional. Actualmente, com grande parte desta rede consolidada, assiste-se a uma redução progressiva da qualidade global da mesma, conduzindo a uma necessidade crescente de se proceder, num futuro próximo, a vultosos investimentos em intervenções de reabilitação.

O decréscimo da qualidade da rede deve-se, fundamentalmente, à ocorrência e evolução de diversos tipos de degradações resultantes da acção combinada de dois tipos de acções, tráfego e temperatura, que contribuem significativamente para a redução da qualidade dos materiais, em particular dos betuminosos. Do ponto de vista estrutural, o fendilhamento por fadiga e as deformações permanentes são apontadas como as principais degradações que contribuem para a redução da qualidade do pavimento.

Com a preocupação de retardar a ocorrência deste tipo de degradações, tem sido adoptada, nos procedimentos de concepção de novos pavimentos, a avaliação da ocorrência de fendilhamento por fadiga e da ocorrência de deformações permanentes como critérios de ruína estrutural dos pavimentos flexíveis. A consideração destas degradações, no processo de concepção de novos pavimentos, baseia-se na limitação da extensão horizontal de tracção na base das camadas betuminosas e na limitação da extensão vertical de compressão no topo da camada de fundação.

Apesar destas preocupações, tem-se observado uma redução da qualidade estrutural e funcional dos pavimentos da rede rodoviária, verificando-se, por vezes, serem atingidos prematuramente níveis importantes de degradação, cujas causas são frequentemente atribuídas ao acréscimo imprevisto do efeito da acção do tráfego, quer em volume quer em agressividade. Por outro lado, tem-se verificado um acréscimo de exigência de qualidade por parte dos utilizadores da rede e dos diversos sectores da sociedade relacionados com a utilização das redes rodoviárias.

Em consequência, os organismos responsáveis pelas redes rodoviárias têm vindo a deparar-se perante a situação de terem que, inevitavelmente, realizar uma gestão rigorosa da qualidade da rede, baseada na gestão da reabilitação de pavimentos degradados, através da avaliação constante da oportunidade e profundidade de possíveis intervenções de reabilitação/conservação, tendo em vista a optimização da relação qualidade/investimento.

A determinação da estratégia de reabilitação óptima a aplicar não é uma tarefa fácil, uma vez que cada estratégia possível pode ter efeitos particulares sobre cada degradação. Uma estratégia de reabilitação dos pavimentos degradados pode ser realizada recorrendo a um, ou a vários, dos diversos tipos de soluções possíveis. A escolha das soluções a adoptar numa estratégia de conservação depende sempre do estado estrutural e funcional do pavimento a reabilitar e tendo em vista os níveis de qualidade que se pretende atingir com a estratégia adoptada.

Em Portugal, tal como na maioria dos países desenvolvidos ou em vias de desenvolvimento, o tipo de estratégia de conservação mais usado, e considerado o mais adequado em situações de reabilitação estrutural de pavimentos degradados por fendilhamento, baseia-se na aplicação de reforços estruturais. O reforço estrutural de pavimentos constitui uma das estratégias de conservação cujos efeitos conduzem a uma melhoria do estado global do pavimento, garantindo uma recuperação estrutural e uma recuperação funcional dos pavimentos.

No entanto, em muitos dos casos, o desempenho dos reforços não corresponde ao esperado, verificando-se existir uma propagação do fendilhamento existente no pavimento degradado para as camadas de reforço, conduzindo ao fendilhamento prematuro destas camadas. Uma vez iniciado o fendilhamento no reforço, a sua propagação processa-se da sua base para a superfície do pavimento. Este fenómeno, designado por *reflexão de fendas*, é causado pela combinação do carregamento cíclico do tráfego com o efeito térmico das variações de temperatura.

O procedimento normalmente adoptado na concepção do reforço de um pavimento é idêntico ao procedimento utilizado para o dimensionamento de pavimentos novos, negligenciando o tratamento objectivo da reflexão de fendas. Este procedimento nem sempre conduz a soluções adequadas de reforço pelo facto de não serem consideradas as particularidades de funcionamento em serviço dos reforços aplicados sobre pavimentos fendilhados.

O comportamento mecânico de reforços aplicados sobre pavimentos fendilhados corresponde a uma situação particular à qual se deve associar um mecanismo estrutural do pavimento diferente daquele verificado para o caso de pavimentos novos. A existência de fendas na camada

subjacente ao reforço confere ao pavimento uma rigidez estrutural muito variável, exibindo valores consideráveis de rigidez nas zonas não fendilhadas e valores reduzidos na zona das fendas.

A consideração da reflexão de fendas numa metodologia de concepção de reforço de pavimentos tem constituído um dos objectivos da investigação desenvolvida no domínio dos pavimentos rodoviários. Têm sido desenvolvidos diversos trabalhos de investigação (de Bondt, 1995) (Pais, 1999) (Sousa *et al.*, 2002) conducentes ao estabelecimento de metodologias de concepção contemplando a reflexão de fendas como um critério de ruína, trabalhos estes que na sua maioria consideram o efeito da solicitação do tráfego como a acção predominante.

Tem sido constatado (de Bondt, 1995) (de Bondt, 2000) (Epps, 1997) que a ocorrência de variações de temperatura nos reforços de pavimentos constitui uma solicitação que contribui para a propagação do fendilhamento por esta camada. A actuação exclusiva de variações de temperatura induz movimentos horizontais de abertura e fecho das fendas existentes, como resultado do fenómeno de retracção térmica associado, que provoca o agravamento dos estados de tensão no reforço, com predominância de tensões de tracção localizadas nas imediações das fendas, contribuindo para o agravamento da ocorrência da reflexão de fendas. A sobreposição destes estados de tensão com os resultantes da acção do tráfego, conduz a novos estados de tensão globais, com uma distribuição complexa de tensões que conduzem ao agravamento das condições de ocorrência da reflexão de fendas.

A concepção de reforços de pavimentos que inclua a verificação da reflexão de fendas constitui uma forma de optimização de soluções de reforço que envolvam quer novas técnicas de controlo de reflexão de fendas quer a utilização de novos materiais, ou materiais convencionais optimizados.

A adopção de boas soluções de reforço, que prolonguem a sua vida em serviço face às solicitações a que está sujeito, passa não só pela adopção de características geométricas das camadas adequadas, mas também pela melhoria do desempenho dos materiais constituintes das misturas betuminosas empregues. A optimização do comportamento destas misturas consiste na melhoria das suas propriedades e pela adequada combinação dos materiais empregues. Neste contexto, a obtenção dum desempenho de superior qualidade das misturas betuminosas tem sido conseguida através da melhoria das propriedades do ligante que as integra, bem como pelo desenvolvimento de novas tecnologias de produção de pavimentos rodoviários.

A modificação dos betumes, por adição de materiais poliméricos, tais como o SBS e o EVA, tem sido largamente adoptada, com eficiência, para melhorar as suas propriedades e alargar o campo de aplicação dos betumes, particularmente sob o ponto de vista da susceptibilidade térmica e da flexibilidade. O número de tipos de polímeros disponíveis utilizados na modificação de betumes é limitado. Em qualquer dos casos o alto custo dos polímeros, comparado com o do betume, implica que a quantidade máxima de polímero a adicionar ao betume seja a mínimo possível. Este aspecto pode ser atenuado com o uso de polímeros reciclados, tais como o granulado de borracha reciclada de pneus usados.

A par da utilização de polímeros na modificação dos betumes tem-se verificado, em vários países, o aumento da utilização de granulado de borracha, proveniente da reciclagem dos pneus usados, normalmente designada por “borracha reciclada de pneus” ou ainda por “borracha granulada triturada”. Ao ligante modificado por este polímero atribui-se a designação de *Betume Modificado com Borracha* (BMB), designado na língua inglesa por “Asphalt Rubber”.

A aplicação de misturas betuminosas com BMB em reforços de pavimentos tem confirmado a capacidade destas misturas apresentarem maior resistência ao fendilhamento e às deformações permanentes, mas principalmente na resistência à reflexão de fendas, comparativamente às misturas betuminosas tradicionais (Way, 2003).

No estado actual dos conhecimentos, o estudo da reflexão de fendas em reforços de pavimentos considerando a actuação das variações de temperatura é fundamental para o avanço do conhecimento científico no domínio do dimensionamento de reforços de pavimentos. Este facto constitui um motivo inspirador para o presente trabalho, para o qual se adoptou como ponto de partida o estudo realizado por Pais (1999) e posteriormente desenvolvido por Sousa *et al.* (2002).

No trabalho de Sousa *et al.* (2002), o qual considera apenas a acção do tráfego como solicitação principal, a consideração do efeito da temperatura é realizada recorrendo ao uso de factores de transformação (*shift-factors*) entre os resultados laboratoriais e observações *in situ*.

No entanto, a consideração directa das variações de temperatura, quer através da afectação das propriedades dos materiais quer como acção directa sobre a estrutura do pavimento, não é contemplada em qualquer das metodologias.

Embora existindo estudos envolvendo a consideração da reflexão de fendas nas misturas betuminosas, em particular considerando misturas com BMB, estes apenas têm considerado

principalmente contextos em que a acção predominante é a do tráfego. Deste modo, julga-se de todo o interesse o estudo do efeito conjunto das acções do tráfego e das variações de temperatura na reflexão de fendas em reforços de pavimentos, contemplando o uso de misturas com BMB como possíveis soluções para a melhoria do desempenho dos reforços à reflexão de fendas.

A motivação subjacente a este trabalho baseia-se na possibilidade de contribuição para a melhoria da modelação do fenómeno da reflexão de fendas e dos procedimentos de concepção deste tipo de soluções de reabilitação, incluindo neste processo a influência das variações de temperatura. Como a resolução deste tipo de problemas não passa apenas pela melhoria do processo de concepção, considera-se que o envolvimento, neste processo, de soluções baseadas na escolha de materiais mais adequados para a resposta mecânica ao fenómeno em estudo, constitui mais uma vertente de motivação para a persecução dos objectivos do presente trabalho.

Neste âmbito, a consideração de misturas betuminosas com betume modificado com borracha reciclada de pneus usados constitui uma proposta de solução para o problema, para além de constituir, indirectamente, uma perspectiva de contribuição para a resolução dum problema ecológico associado à existência deste tipo de resíduos.

## **1.2. Objectivos e metodologia**

O trabalho de investigação que aqui se apresenta tem como título “*Consideração da Temperatura no Comportamento à Reflexão de Fendas dos Reforços de Pavimentos Rodoviários Flexíveis*” e apresenta como principal objectivo o estudo da reflexão de fendas considerando como acções, para além do tráfego, a acção resultante das variações de temperatura actuantes no reforço e nas camadas betuminosas subjacentes. Considera-se que a existência de variações de temperatura nos pavimentos reforçados contribui para o agravamento dos estados de tensão nas zonas críticas dos reforços, potenciando a ocorrência prematura do fenómeno de reflexão de fendas. Por este motivo, no presente trabalho passa-se a considerar as variações de temperatura como um caso de carregamento, o qual se passará a designar como “carregamento térmico” do pavimento.

Assim, no presente trabalho realizou-se um estudo sobre a reflexão de fendas considerando o caso concreto de um pavimento, sujeito ao carregamento térmico e do tráfego verificados durante um ano. Com este estudo pretendeu contribuir-se para o desenvolvimento de

metodologias expeditas de concepção de reforços de pavimento, as quais permitam considerar o carregamento térmico no processo de dimensionamento.

A persecução do objectivo proposto envolveu o estudo do comportamento à reflexão de fendas associado ao comportamento térmico dos pavimentos, através da modelação destes comportamentos, baseada na concepção e uso de modelos numéricos. O carregamento considerado neste estudo contempla a simulação de um caso real de carregamento e, como tal, envolveu a observação de um pavimento real, bem como a avaliação das suas propriedades mecânicas.

Para o estudo proposto adoptou-se uma abordagem numérica do estudo do fenómeno, usando a metodologia dos elementos finitos, decisão esta baseada nas conclusões de estudos anteriores (Minhoto *et al.*, 2003). Esta abordagem envolve a modelação numérica dos estados térmicos do pavimento associada à modelação numérica do comportamento “termo-mecânico” do pavimento. A caracterização dos dados de entrada para funcionamento dos modelos baseia-se no resultado de observações *in situ* e de ensaios laboratoriais realizados em amostras de pavimento para obtenção das propriedades mecânicas dos materiais. No caso do modelo térmico, realizou-se a sua calibração com dados observados *in situ* numa secção do IP4.

O presente trabalho envolveu uma parte experimental e uma parte de tratamento numérico do problema da reflexão de fendas. A parte experimental envolveu uma componente de observação de temperaturas ao longo do período de tempo de um ano, baseada numa instalação de termopares ligados a um sistema de aquisição e registo de dados, e um conjunto de ensaios laboratoriais de avaliação de propriedades termo-mecânicas das misturas adoptadas no estudo.

Os ensaios laboratoriais contemplaram a avaliação do coeficiente de retracção térmica, das propriedades viscoelásticas resultantes dum carregamento de longa duração (relaxação), dos módulos de deformabilidade resultantes dum carregamento cíclico de curta duração, da caracterização do comportamento à retracção térmica restringida para gamas de temperaturas verificadas *in situ* e da resistência à fadiga, na gama de temperaturas observada.

Sob o ponto de vista numérico procedeu-se à simulação de um caso de reflexão de fendas tendo sido, para tal, desenvolvidos modelos de simulação envolvendo dois tipos de abordagens: uma abordagem de carácter térmico e uma abordagem de carácter termo-mecânico.

Em ambos os casos pretende caracterizar-se uma evolução, no tempo, do comportamento do reforço à reflexão de fendas, sendo este comportamento comparado com a resistência à reflexão de fendas. Adicionando ao estudo os dados reais do tráfego pode caracterizar-se o dano associado ao carregamento observado, concluindo-se da gravidade da consideração ou não do efeito térmico associado à reflexão de fendas.

### **1.3. Organização da tese**

A realização do presente trabalho seguiu a programação definida no plano de trabalhos definido no contexto da proposta de preparação da dissertação de doutoramento. A sua apresentação é composta por nove capítulos, que se descrevem resumidamente nos parágrafos seguintes.

No Capítulo 1 apresenta-se o problema em estudo e o enquadramento temático do trabalho, justificando-se a necessidade de estudar a influência das variações de temperatura na reflexão de fendas em reforços de pavimentos. Apresenta-se também uma descrição das fases e objectos do trabalho e uma apresentação das várias partes que integram a tese.

O Capítulo 2 apresenta uma descrição das principais degradações associadas aos pavimentos flexíveis e mecanismos de ruína associados. Neste capítulo são apresentados conceitos associados à reabilitação de pavimentos flexíveis e consequente particularização para a reabilitação de pavimentos fendilhados. É apresentado ainda um enquadramento dos diversos tipos de fendilhamento que ocorrem em pavimentos flexíveis.

A abordagem à caracterização do fenómeno da reflexão de fendas é realizada no Capítulo 3, onde são apresentados os aspectos envolvidos na reflexão de fendas, nomeadamente as solicitações, os movimentos dos bordos das fendas e sua decomposição em movimentos elementares (modos, I, II, III), sua associação, e velocidade dos movimento das fendas. Neste capítulo são apresentados os principais mecanismos envolvidos no fenómeno da reflexão de fendas sob influência das variações de temperatura e que estão na base da modelação numérica conduzida no presente trabalho, descrevendo-se a forma como se considera o efeito conjunto das acções do tráfego e das variações de temperatura numa modelação numérica.

No Capítulo 4 apresenta-se a caracterização teórica do comportamento das misturas betuminosas perante as solicitações envolvidas no estudo da consideração das variações de temperatura na

reflexão de fendas, tendo em vista a modelação do comportamento de reforços dos pavimentos no âmbito dos objectivos do presente trabalho.

A caracterização do comportamento das misturas betuminosas consideradas na simulação do comportamento dos pavimentos é apresentada no Capítulo 5, expondo-se o processo de avaliação laboratorial das características mecânicas dessas misturas, concretamente, o módulo de rigidez, o ângulo de fase, o coeficiente de retracção térmica, o módulo de relaxação e as leis de fadiga.

No Capítulo 6 é apresentado o estudo conducente à obtenção da distribuição horária da temperatura no interior dos pavimentos, apresentando-se as bases teóricas para o desenvolvimento de modelos de estimativa de temperaturas no pavimento baseados na metodologia dos elementos finitos bem como o estudo estatístico de convergência entre os resultados dos modelos desenvolvidos e as temperaturas observadas *in situ*.

No Capítulo 7 apresenta-se o estudo da influência da consideração das variações de temperatura na avaliação da vida previsível de um reforço de pavimento, quando o critério determinante da ruína se baseia na reflexão de fendas. Este estudo envolveu uma simulação numérica do comportamento de um reforço de pavimento, sujeito a solicitações de tráfego e de variações de temperatura, com o objectivo de avaliar os estados de tensão e de extensão associados à ocorrência das referidas solicitações. A partir destes foi avaliada a resistência do reforço do pavimento, através da obtenção da vida previsível à reflexão de fendas.

No presente trabalho foi também realizado um estudo orientado para o estabelecimento de relações entre o dano ocorrido devido à acção das variações de temperatura observadas e o dano associado à acção de variações de temperatura padronizadas, caracterizadas por um desenvolvimento regular. A adopção de relações deste tipo contribui para uma melhoria do processo de concepção de reforços de pavimento flexíveis que considerem as variações de temperatura como solicitação. O desenvolvimento deste estudo encontra-se exposto no Capítulo 8 do presente trabalho, no qual se expõe ainda uma metodologia de concepção de reforços de pavimentos, bem como a sua possível evolução futura.

No Capítulo 9 é apresentada uma síntese das principais conclusões obtidas ao longo do trabalho fazendo-se também referência às questões consideradas pertinentes para o prosseguimento deste estudo.

## **2. DEGRADAÇÃO E REABILITAÇÃO DE PAVIMENTOS**

### **2.1. Introdução**

Tendo em vista a realização de um estudo sobre a avaliação do comportamento dos reforços de pavimentos sujeitos a reflexão de fendas, num contexto de consideração das variações de temperatura, é de todo o interesse proceder a uma abordagem generalizada sobre os aspectos relacionados com a degradação e a reabilitação dos pavimentos.

Após a sua entrada em serviço, os pavimentos degradam-se ao longo do tempo devido à acção do tráfego e das acções climáticas. A ocorrência de degradações conduz à redução da qualidade global dos pavimentos, quer sob o ponto de vista da sua aptidão estrutural, quer sob o ponto de vista da qualidade funcional, ou de circulação, proporcionada aos utentes.

Neste contexto, são normalmente desenvolvidas, pela administração da rede rodoviária, diversas actividades de conservação. Estas têm como objectivo manter os níveis de qualidade funcional e estrutural dos pavimentos, ao longo do período de vida de dimensionamento, que permitam fornecer ao utente da rede condições de circulação de qualidade e preservar um património público muito valioso.

A actividade de conservação dos pavimentos rodoviários flexíveis compreende a execução de uma ou várias camadas sobre o pavimento existente, em geral constituídas por uma mistura de agregados naturais e ligantes betuminosos, consideradas, cada uma por si só, como uma “técnica de conservação” (Pereira & Picado-Santos, 2002).

A definição, ou a combinação, de um conjunto de técnicas de conservação a aplicar a um determinado pavimento, baseia-se no estabelecimento de estratégias de conservação/reabilitação adequadas a determinado estado de degradação desse pavimento. Para tal torna-se necessário avaliar o tipo de constituição e comportamento do pavimento e o nível de qualidade que se pretende atingir após intervenção, tendo em conta as novas solicitações a que o pavimento vai estar sujeito no novo período de vida. A situação mais corrente de reabilitação dos pavimentos

da rede rodoviária nacional baseia-se, essencialmente, numa estratégia periódica de aplicação de reforços estruturais.

Neste contexto, abordam-se os principais aspectos que condicionam o processo evolutivo da qualidade dos pavimentos e que contribuem para a definição de uma estratégia de reabilitação estrutural dos pavimentos e os aspectos particulares da sua constituição. Assim, são apresentadas as solicitações a que está sujeito, as degradações que neles ocorrem e o processo de gestão da conservação/reabilitação a que os mesmos estão sujeitos, do qual resultam os reforços de pavimentos, que são o objecto do presente estudo.

Neste capítulo são abordados estes aspectos, descrevendo-se sucintamente as principais degradações que ocorrem nos pavimentos, relacionadas com os critérios de ruína actualmente utilizados nos métodos de dimensionamento de pavimentos. Assim, os mecanismos de ruína dos pavimentos novos e dos reforços de pavimentos, bem como as respectivas degradações, são abordados neste capítulo, dando-se ênfase particular ao fendilhamento.

Para além das degradações que constituem critérios de ruína nos métodos de dimensionamento de pavimentos e de reforços, considera-se importante conhecer as técnicas de conservação que têm sido utilizadas para reduzir a reflexão de fendas nas camadas de reforço. Estas técnicas e métodos construtivos têm sido utilizados nos últimos anos como forma de reduzir a reflexão de fendas, consistindo num conjunto de soluções que interessa abordar neste contexto.

## **2.2. Constituição e comportamento dos pavimentos**

Os principais tipos de pavimentos existentes diferem entre si essencialmente pela sua constituição e modo de funcionamento, podendo considerar-se a existência de três tipos: os pavimentos flexíveis, os pavimentos rígidos e os pavimentos semi-rígidos. Os pavimentos flexíveis apresentam as suas camadas superiores constituídas por materiais betuminosos e exibem elevada deformabilidade, quando comparados com os restantes.

Nos pavimentos rígidos as camadas superiores são constituídas por materiais estabilizados com ligantes hidráulicos e apresentam deformabilidade muito reduzida. Os pavimentos semi-rígidos apresentam as camadas superiores constituídas por materiais betuminosos e as camadas subjacentes normalmente constituídas por materiais hidráulicos (Pereira & Miranda, 1999).

A maior parte da extensão da rede rodoviária portuguesa é constituída por pavimentos do tipo flexível pelo que as abordagens realizadas no presente trabalho contemplam principalmente este tipo de pavimentos, cuja constituição básica consiste num conjunto de camadas superiores, compostas por misturas betuminosas e por um conjunto de camadas inferiores, formadas por materiais granulares, assentes num maciço semi-indefinido, designado por fundação, conforme esquema que se apresenta na Figura 2.1.

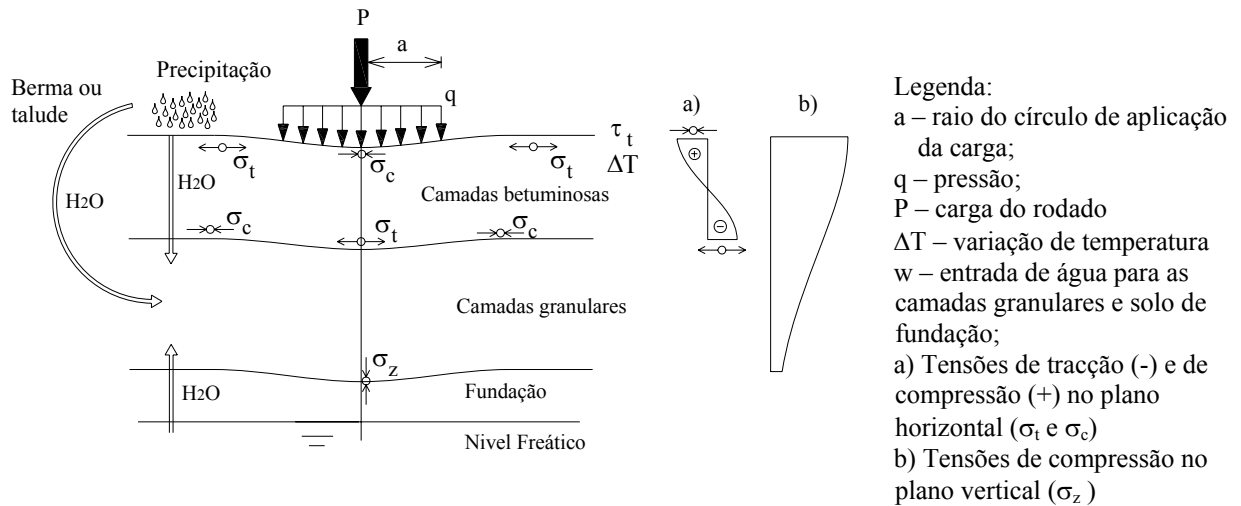


Figura 2.1 – Representação esquemática das solicitações e do comportamento dum pavimento rodoviário flexível (adaptada de Pereira & Miranda, 1999)

As camadas superiores são as camadas menos espessas do pavimento e são constituídas por misturas betuminosas, que apresentam resistência à compressão e resistência à tracção. Estas camadas englobam normalmente três possíveis camadas: uma camada de desgaste; uma camada de regularização; uma camada de base.

As camadas inferiores são constituídas por materiais não ligados, estabilizados mecanicamente, não exibindo resistência à tracção e apresentando maiores espessuras relativamente às anteriores, podendo ser formadas por uma camada de base e por uma camada de sub-base. Ultimamente, a base granular tem sido substituída por uma camada de base betuminosa, com o objectivo de se adaptar ao crescimento da intensidade de tráfego. Por este facto, as camadas betuminosas também têm apresentado um aumento da sua espessura.

De um modo geral, os pavimentos desempenham um papel de carácter estrutural e um papel de carácter funcional. Normalmente, as propriedades resistentes do solo de fundação não são compatíveis com o carregamento resultante das solicitações externas, concretamente das cargas

dos veículos e das acções climáticas, estas em termos de variações de temperatura (materiais betuminosos) e de teor em água (materiais granulares). Assumindo uma vocação estrutural, os pavimentos têm como atribuição degradar as cargas do tráfego, reduzindo as tensões verticais a um valor aceitável ao nível da fundação.

Sob o ponto de vista funcional, os pavimentos devem garantir uma superfície regular e resistente, com suficiente aderência e resistência ao desgaste, de modo a garantir comodidade e segurança de circulação do tráfego. Por outro lado, os pavimentos devem proteger o solo de fundação da água da chuva, permitindo que este mantenha as suas características iniciais ao longo do tempo.

A camada de desgaste deve assegurar um papel funcional, para além de proteger as camadas inferiores das acções climáticas, e assumir uma função estrutural, contribuindo para a resistência global da estrutura do pavimento. As camadas betuminosas inferiores e granulares assumem uma função essencialmente estrutural, de degradação das cargas verticais, diminuindo as tensões de compressão ao nível da fundação.

O estabelecimento da constituição de um pavimento novo, através da definição do número de camadas e do tipo de materiais a adoptar, depende das solicitações às quais o pavimento estará submetido durante o seu período de vida. A solicitação de cada veículo é caracterizada fundamentalmente por uma acção vertical e uma acção tangencial entre um pneu e o pavimento.

A acção repetitiva do tráfego é caracterizada recorrendo a processos de contagens e pesagens dos veículos que circulam em determinado trecho de estrada, as quais permitem avaliar o número de passagens equivalentes de um eixo com carga conhecida, designado por eixo-padrão. A carga por rodado, ou por eixo, é um factor de importância fundamental na avaliação do estado de tensão e de extensão instalado no pavimento resultante da acção do tráfego.

A solicitação dos agentes climáticos compreende a influência da acção da água nas camadas granulares e no solo de fundação e a acção da temperatura nas camadas betuminosas. A acção destas solicitações conduz ao envelhecimento do betume e cria tensões internas resultantes das variações de temperatura e da variação do estado hídrico do solo de fundação.

Na Figura 2.2 apresenta-se a evolução, em profundidade, das tensões verticais e horizontais devido à actuação da carga de um rodado, tendo em conta duas situações de ligação entre camadas: a traço contínuo as camadas betuminosas são consideradas coladas, a traço descontínuo camadas betuminosas são consideradas descoladas.

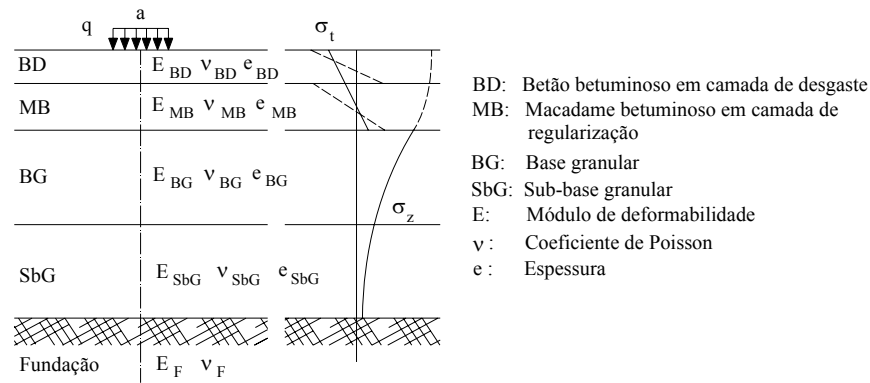


Figura 2.2 – Constituição típica dum pavimento flexível e estado de tensão resultante do carregamento do tráfego (Pereira & Picado-Santos, 2002)

Quando a acção do tráfego actua sobre um pavimento não degradado, provoca a flexão das camadas betuminosas, originando esforços de compressão, de tracção e de corte. Esta sollicitação origina também esforços de compressão e de corte nas camadas granulares, que podem conduzir à ocorrência de fenómenos de densificação e de corte cujo resultado consiste na ocorrência de deformações permanentes. Os esforços de tracção instalados na base das camadas betuminosas conduzem, geralmente, à ocorrência de fendilhamento, normalmente assumido como fendilhamento por fadiga.

Atendendo à ocorrência destas degradações, as zonas críticas do pavimento normalmente consideradas no dimensionamento de pavimentos novos, e apresentadas na Figura 2.3, são a parte inferior das camadas betuminosas, onde os esforços de tracção são mais elevados, e a parte superior do solo de fundação, onde, embora os esforços verticais sejam menores, a resistência mecânica é mais reduzida.

Actualmente, devido à crescente adopção de elevadas espessuras para as camadas betuminosas, o fendilhamento com origem na superfície e as deformações permanentes destas camadas são degradações com grande probabilidade de ocorrência.

A acção dos agentes climáticos provoca uma diminuição da capacidade de carga das camadas granulares e do solo de fundação, conduzindo ao aparecimento de deformações permanentes, ao envelhecimento do betume e à ocorrência de contracções e expansões térmicas, o que potencialmente pode conduzir ao fendilhamento térmico. Em relação ao fenómeno da retracção térmica, a zona crítica associada pode localizar-se na superfície das camadas betuminosas, susceptível de ocorrerem maiores retracções térmicas.

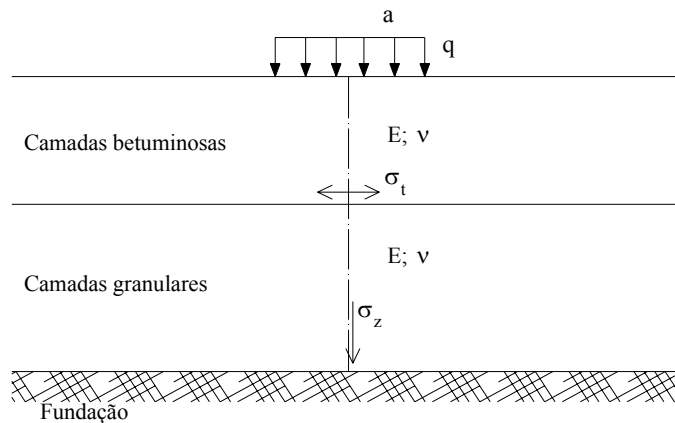


Figura 2.3 – Zonas críticas de ocorrência de esforços num pavimento flexível devido ao carregamento do tráfego (adaptado de Pereira & Picado-Santos, 2002)

Assim, para efeitos de concepção de um pavimento, exige-se que, ao longo do seu período de vida e perante a actuação das solicitações referidas, o pavimento apresente um bom comportamento em termos de resistência ao fendilhamento por fadiga e às deformações permanentes. Em termos funcionais impõe-se que este apresente características de impermeabilidade, com pouca sensibilidade à presença da água, que resista ao fendilhamento, ao desgaste e às tensões tangenciais provocadas pelos rodados, sem que apresente arranque de materiais garantindo, ao mesmo tempo, uma boa aderência.

### 2.3. Degradações dos pavimentos

As degradações verificadas nos pavimentos flexíveis estão normalmente associadas a uma perda progressiva da qualidade inicial dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos, em particular das camadas betuminosas, devido quer à actuação das solicitações já referidas quer a deficiências resultantes do projecto e/ou de problemas no processo construtivo. A evolução do comportamento de um pavimento é um processo muito complexo devido ao facto de cada acção provocar alterações específicas sobre as propriedades dos materiais que constituem o pavimento.

O resultado da actuação de cada acção origina que uma nova acção actue sobre materiais com propriedades diferentes das existentes na acção anterior, originando estados de tensão e deformação diferentes, quando comparados com os verificados na acção anterior. Assim, a evolução das degradações dos pavimentos é um processo interactivo, em que uma degradação dá

origem a novos tipos de degradações, que por sua vez interferem com as características da degradação anterior, tanto em extensão como em potencial evolutivo.

Com este processo, a determinada altura da vida de um pavimento, as degradações atingem tal estado de evolução que é exigível a aplicação de acções de conservação adequadas. A natureza da intervenção/conservação necessária, depende do estado de degradação do pavimento e do nível de qualidade que se pretende atingir no futuro. Para se seleccionar a estratégia de conservação mais eficiente é fundamental conhecer-se o estado actualizado do pavimento, obtido por meio de uma avaliação objectiva do mesmo.

Em Pereira & Miranda (2002) são sistematizados os diversos tipos de degradações a que estão sujeitos os pavimentos flexíveis, sendo agrupados em quatro famílias de degradação, de acordo com a organização que se apresenta na Tabela 2.1. As deformações permanentes consistem numa depressão geométrica da superfície do pavimento. Estas ocorrem, geralmente, tanto à superfície do pavimento como nas camadas inferiores, podendo as suas causas ser atribuídas quer a problemas nas camadas betuminosas quer nas camadas granulares e principalmente no solo de fundação.

Tabela 2.1 – Famílias e tipos de degradações (Pereira & Miranda, 2002)

Famílias de Degradações	Tipos de Degradações	
Deformações	- Abatimento  - Deformações localizadas  - Ondulação  - Rodeiras	- Longitudinal - Transversal  - Grande raio (devido às camadas inferiores) - Pequeno raio (devido às camadas superiores)
Fendilhamento	- Fendas  - Pele de crocodilo	- Fadiga - Longitudinais - Transversais - Parabólicas  - Malha fina ( $\leq 40$ cm) - Malha larga ( $\geq 40$ cm)
Desagregação da Camada de Desgaste	- Desagregação superficial - Cabeça de gato - Pelada - Ninhos (covas)	
Movimento de Materiais	- Exsudação - Subida de finos	

Nas camadas betuminosas as deformações permanentes podem ocorrer devido a densificação por fluência das camadas, com redução da porosidade, ou por fenómenos de corte ou ainda por rotura plástica das misturas. Os tipos de degradação mais frequentes na família das deformações permanentes são os cavados de rodeira, que consistem na deformação permanente do pavimento na zona de passagem dos rodados dos veículos.

O fendilhamento é uma degradação que ocorre apenas nas camadas betuminosas. Esta situação ocorre pelo facto de serem as únicas que possuem resistência à tracção, resultante da coesão que exibem. Salvo situações de ocorrência de deficiência de fundação, o fendilhamento dos pavimentos flexíveis é normalmente causado pelo excesso de tensões de tracção nas camadas betuminosas devido a diversas causas possíveis:

- acção de fadiga provocada pelo tráfego;
- concentrações de tensões provocadas pela acção térmica;
- evolução de fendilhamento já existente, como é o caso da reflexão de fendas (no caso de pavimentos reforçados ou pavimentos mistos) ou devido à evolução de defeitos de construção localizados.

O movimento de materiais pode surgir nas camadas betuminosas por exsudação e é uma degradação associada aos seguintes factores: existência de fendilhamento, má qualidade dos materiais, formulação inadequada das misturas e devido a deficiências de fabrico das misturas betuminosas. O movimento de materiais pode ocorrer ainda nas camadas granulares por meio do fenómeno de subida de finos.

A desagregação da camada de desgaste é uma degradação que ocorre à superfície e que pode estar associada ao fendilhamento existente, à má qualidade dos materiais constituintes, à formulação inadequada das misturas e a deficiências associadas ao seu fabrico.

As degradações mais relevantes para a qualidade global do pavimento estão associadas ao aparecimento de deformações permanentes e ao desenvolvimento de fendilhamento nas camadas betuminosas, as quais podem contribuir para outros tipos de degradações tais como a desagregação das camadas de desgaste e o movimento de materiais. Estas degradações ocorrem em localizações específicas no interior do pavimento, seguindo uma sequência própria e uma interacção mútua, com uma determinada sequência. A principal interacção verifica-se entre as deformações permanentes e o fendilhamento e entre este as restantes degradações, conforme se apresenta na Figura 2.4. Uma deformação excessiva pode provocar o aumento do fendilhamento,

tal como o fendilhamento pode contribuir para o aumento das deformações permanentes. A existência de fendilhamento potencia a subida de finos das camadas granulares e do solo de fundação, bem como o movimento de materiais na superfície do pavimento (Pereira & Picado-Santos, 2002).

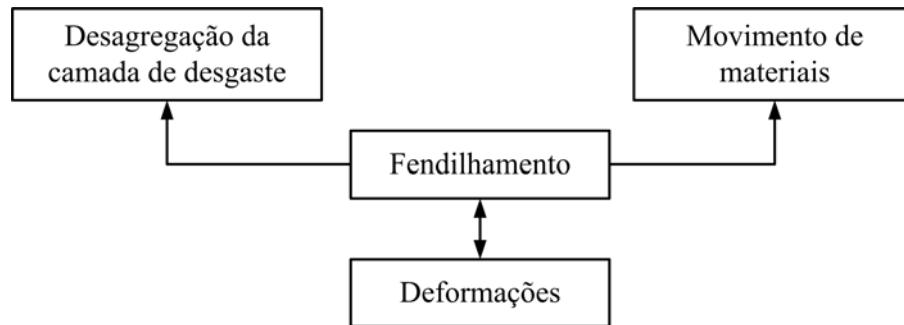


Figura 2.4 – Sequência e interação das degradações (Pereira & Miranda, 1999) (Pereira, 1992)

Para além das degradações já identificadas, as misturas betuminosas também apresentam problemas de durabilidade associados à própria exposição ambiental dos pavimentos que resulta no seu envelhecimento. As misturas betuminosas quando envelhecidas tornam-se mais frágeis e menos resistentes aos fenómenos de fadiga

Um dos principais factores que contribui para o envelhecimento das misturas é a sua porosidade, a qual contribui para a exposição do filme de betume que envolve o agregado à acção dos agentes envelhedores (temperatura, oxigénio e raios ultra-violeta). Esta exposição contribui para a aceleração da taxa de envelhecimento do betume, provocando um aumento da viscosidade do betume para uma dada temperatura, que se traduz no aumento do módulo de rigidez e na consequente fragilização e perda de elasticidade da mistura betuminosa. Por este motivo, ao longo da vida em serviço, os pavimentos constituídos por misturas betuminosas tornam-se mais rígidos e mais susceptíveis à ocorrência de fendilhamento, principalmente o fendilhamento de origem térmica.

Abd el Halim *et al.* (1987) refere que algumas fendas resultam do processo de construção devido a problemas de espalhamento e compactação das misturas betuminosas, devendo este aspecto ser considerado como um factor interveniente no fenómeno da reflexão de fendas. O fendilhamento induzido pelo processo construtivo deve-se essencialmente à elevada diferença de rigidez entre os rolos dos cilindros de compactação e a mistura betuminosa (Abd el Halim & Svec, 1990). Estas fendas podem propagar-se por toda a espessura quer das camadas novas quer das camadas de reforço, devido principalmente a efeitos térmicos.

## **2.4. Fendilhamento**

O fendilhamento é uma das principais degradações dos pavimentos e é normalmente causado pelo excesso de tensões de tracção nas camadas betuminosas. Conforme o mecanismo predominante no processo de evolução do fendilhamento, normalmente podem ocorrer diferentes tipos de fendilhamento: fendilhamento por fadiga causado pelas cargas do tráfego; fendilhamento resultante da retracção térmica; fendilhamento com origem na superfície (top-down); fendilhamento devido a movimentos do solo de fundação e a defeitos de construção; fendilhamento por reflexão de fendas em pavimentos reforçados ou em pavimentos semi-rígidos (Molenaar *et al.*, 1997), (Pais, 1999), (de Bondt, 2000).

As fendas podem também ser causadas por defeitos de construção, pela existência de variações localizadas da secção transversal ou ainda pela existência de zonas de degradação localizada nos pavimentos antigos, subjacentes às novas camadas. Uma fenda pode ter início na base ou no topo de uma camada betuminosa, conforme o local onde se dá a concentração de tensões, apresentando uma progressão no sentido da face da camada oposta à zona onde é iniciado o fendilhamento.

### **2.4.1. Tipologia das fendas**

As principais variáveis necessárias a uma caracterização das fendas são a forma, a orientação e a abertura das fendas. As fendas podem apresentar várias formas e tipologias, dependendo da sua origem, do tipo de estrutura do pavimento e da progressão e degradação.

Quanto à orientação, as fendas podem ser longitudinais (paralelas à direcção de circulação do tráfego) ou transversais (perpendiculares à direcção de circulação do tráfego). Quanto à forma, as fendas são muitas vezes relativamente rectilíneas, mas também podem apresentar configuração curva ou mista. As fendas podem apresentar-se isoladas, ramificadas, entrelaçadas ou, ainda, em “pele de crocodilo”.

Quanto à abertura das fendas, ou largura de fenda, trata-se duma variável que é definida em função do espaçamento entre os dois bordos de uma fenda. A largura das fendas pode apresentar diferentes valores e, dependendo dos casos, podem ser classificadas de muito finas, finas e largas. As fendas muito finas apresentam uma abertura de apenas algumas décimas de milímetro.

As fendas consideradas como finas apresentam uma abertura compreendida entre 1 mm e 2 mm. As fendas largas apresentam aberturas superiores a 2 mm.

As fendas podem apresentar-se isoladas e desligadas ou constituir uma malha mais ou menos densa de fendas. As fendas isoladas são aquelas que não exibem qualquer ligação a outras fendas adjacentes. As fendas ramificadas apresentam ligação a outras fendas, resultando uma configuração em forma de árvore ou também em rede. A rede de fendas interligadas conduz à existência de uma rede de blocos ou de pequenos polígonos que formam neste caso um fendilhamento do tipo “pele de crocodilo”, correspondendo este tipo ao estado final de desenvolvimento do fendilhamento.

#### **2.4.2. Fendilhamento por fadiga**

A acumulação de passagens do tráfego induz nos pavimentos uma degradação de carácter progressivo, designada por fendilhamento por fadiga. Quando o número de passagens do tráfego ultrapassa o número de passagens admissível pelo material, ocorre a ocorrência de fendilhamento conduzindo à rotura do pavimento por fadiga. Esta fadiga pode afectar a globalidade da estrutura do pavimento ou ser limitada apenas à camada de desgaste. A maior parte do fendilhamento que se observa nos pavimentos resulta do fenómeno de fadiga das misturas betuminosas por acção do tráfego.

De acordo com a teoria clássica da fadiga, o fendilhamento associado ao carregamento cíclico do tráfego tem início na base das camadas betuminosas, zona em que existem os maiores esforços de tracção, e propagam-se no sentido da superfície do pavimento, à medida que vão sendo aplicados os ciclos de carga. Em planta, este tipo de fendilhamento ocorre na zona de passagem dos rodados dos veículos e, de acordo com essa teoria, é orientado na direcção de circulação do tráfego (Molenaar *et al.*, 1997).

#### **2.4.3. Fendilhamento induzido termicamente**

No caso de pavimentos flexíveis situados em climas frios, com temperaturas muito baixas, ou em zonas com ocorrência de arrefecimentos bruscos que apresentam grandes amplitudes térmicas diárias, verifica-se a ocorrência de fendilhamento com início na superfície do pavimento e

progredindo para a base das camadas. Este fendilhamento deve-se geralmente ao fenómeno de retracção térmica conjugado com a fragilidade do material a baixas temperaturas. A combinação do efeito da retracção térmica e a fragilização do betume das misturas por envelhecimento conduz também à iniciação do fendilhamento na superfície do pavimento.

O fendilhamento térmico ocorre quando é excedida a capacidade do pavimento para dissipar tensões provocadas pela contracção térmica. A retracção térmica restringida de uma camada de pavimento conduz ao fendilhamento quando o efeito de fricção com camada inferior deixa de ser suficiente para reduzir o nível de tensões resultantes dessa retracção, ao ponto do estado de tensão atingir a resistência do material. Estão apontados dois tipos de fendilhamento por indução térmica:

- fendilhamento por fadiga térmica;
- fendilhamento devido apenas a um ciclo de arrefecimento a baixa temperatura.

O primeiro tipo de fendilhamento, referido como fendilhamento por fadiga térmica, é resultante do efeito dos ciclos térmicos em zonas com grandes gradientes térmicos (com temperaturas diárias extremas). As tensões termicamente induzidas no pavimento durante os ciclos térmicos diários apresentam-se normalmente abaixo das tensões de tracção admissíveis pelo material do pavimento o que, conseqüentemente, não provoca a ocorrência de fendilhamento. No entanto, com a evolução dos ciclos diários de temperatura, os pequenos danos associados à ocorrência de tensões térmicas diárias vão sendo acumulados e ao fim de um número considerável de ciclos, o fendilhamento pode ocorrer.

O segundo tipo, o fendilhamento térmico a baixas temperaturas, é um tipo de fendilhamento que ocorre sob condições severas de baixas temperaturas. Nestas condições, as tensões de tracção de origem térmica, induzidas no pavimento, associadas à fragilização do material, igualam, ou ultrapassam, a tensão de tracção admissível do material do pavimento à temperatura instalada, desenvolvendo-se um micro-fendilhamento à superfície. Da propagação destas micro-fendas pode resultar um fendilhamento, frequentemente com orientação transversal à direcção de circulação do tráfego. Devido às temperaturas baixas ou aos ciclos repetitivos de temperaturas, o fendilhamento progride por toda a espessura e largura da camada de pavimento.

O fendilhamento induzido termicamente apresenta, em geral, uma configuração em planta, transversal ao eixo da via, devido ao facto de as tensões desenvolvidas termicamente por retracção apresentarem os seus valores máximos na direcção longitudinal da via. Quando a

distância entre fendas transversais é inferior à largura do pavimento, pode eventualmente verificar-se o aparecimento deste tipo de fendas na direcção longitudinal.

A investigação desenvolvida até ao momento mostrou que as propriedades dos ligantes são as que apresentam maior influência no comportamento das misturas sob condições de variações de temperatura, com a proveniência do ligante a assumir grande importância, tal como a viscosidade do ligante.

#### **2.4.4. Fendilhamento com origem na superfície**

Em pavimentos flexíveis situados em países com climas temperados verifica-se o aparecimento de fendilhamento, com início na superfície, na zona de passagem dos rodados, progredindo normalmente para a base. Este tipo de fendilhamento, normalmente designado na literatura inglesa por “top-down cracking”, resulta de um mecanismo de degradação que ainda não foi suficientemente investigado e os estudos desenvolvidos até agora sobre origem e causas, não convergem totalmente (Freitas, 2004).

As causas que têm sido apontadas, até agora, para o início e progressão deste tipo de fendilhamento estão relacionadas com os seguintes factores: condições climáticas, tráfego, envelhecimento da mistura betuminosa, qualidade de construção e de concepção do pavimento.

O fendilhamento com origem na superfície tem sido observado em pavimentos com grandes espessuras e com uma grande variedade de idades, sob condições climáticas diversas, sujeitas a tráfego intenso. Este tipo de fendilhamento pode ser encontrado quer na zona de passagem dos rodados quer fora desta zona.

Tem-se apontado como causa deste tipo de fendilhamento o desenvolvimento de grandes tensões de tracção de contacto geradas na superfície do pavimento, junto aos bordos do pneu, causando a aparição de fendas pequenas. Enquanto não ocorre o envelhecimento do pavimento, algumas dessas pequenas fendas podem desaparecer devido à “união” dos bordos das fendas por parte dos pneus e devido ao efeito de reconstituição (healing) do betume, uma vez que a rigidez na superfície é baixa, como resultado da ocorrência de temperaturas altas. Quando as temperaturas decrescem (diariamente ou sazonalmente) a superfície contrai e as fendas ainda existentes tendem a progredir em profundidade.

Tem-se defendido ainda que a ocorrência de fendilhamento com origem na superfície resulta da combinação da alta dissipação de energia na superfície com as tensões de corte, com as tensões induzidas termicamente e com tensões residuais existentes nas camadas. Defende-se, por outro lado, que a evolução deste fendilhamento é proporcional aos factores que promovem o envelhecimento do betume (alta temperatura, alta porosidade e baixos teores de betume) e a fragilidade do betume, contracção e fadiga (baixas temperaturas e grandes amplitudes diárias). Em Freitas *et al.* (2004) é apresentado um estudo sobre as várias teorias desenvolvidas em torno da origem do fendilhamento com origem na superfície.

#### **2.4.5. Reflexão de fendas em reforços de pavimentos**

Outro tipo de fendilhamento muito corrente ocorre em reforços de pavimentos. Este é um tipo de fendilhamento que ocorre devido à propagação das fendas existentes nas camadas antigas através das camadas novas de reforço. Este tipo de fendas progride no sentido da base do reforço para a superfície do pavimento, fenómeno este designado por reflexão de fendas.

A ocorrência deste tipo de fendilhamento é um dos principais factores responsáveis pela redução da vida prevista dos reforços estruturais, contribuindo para a sua rotura prematura. Trata-se de um tipo de fendilhamento a ter especial atenção, uma vez que as intervenções de reabilitação dos pavimentos degradados consistem quase sempre pela adopção de estratégias de reforço estrutural, uma vez que estas actuam quer ao nível estrutural quer ao nível funcional.

A origem do fendilhamento por reflexão em camadas de reforço de pavimentos tem sido identificada com quatro principais tipos de mecanismos (Colombier, 1997):

- tensões induzidas pelos ciclos térmicos na camada fendilhada, que ocorrem como resultado de variações cíclicas da temperatura, traduzindo-se na abertura e no fecho cíclicos das fendas existentes no pavimento;
- ocorrência de tensões térmicas resultantes da redução rápida da temperatura na superfície do pavimento, atingindo valores críticos de tensão de tracção potenciando a criação e propagação de fendas no reforço;
- carregamento repetitivo do tráfego, induzindo um estado de tensão adicional na camada de reforço e aumentando a taxa de propagação do fendilhamento existente ou iniciando novo fendilhamento;

- movimentos do solo de fundação normalmente concretizados por assentamentos diferenciais, expansão de solos devido a gelo e expansibilidade de argilas.

Para retardar, ou até evitar, o fenómeno de reflexão de fendas em reforços de pavimentos, são indicadas algumas opções de concepção (Vanelstraete *et al.*, 1997), nomeadamente:

- adopção de espessuras superiores às obtidas pela metodologia convencional de dimensionamento;
- optimização da rigidez e da resistência à tracção da mistura usada no reforço adicionando fibras ou aplicando betumes modificados (por exemplo, polímeros e borracha de pneus);
- colocação de sistemas de absorção de tensões (SAMI's);
- aplicação de produtos de reforço na interface entre a camada de reforço e a camada fendilhada (por exemplo: fibra de vidro, poliéster, polipropileno e aço).

A abordagem a este tipo de fendilhamento constitui um dos objectivos deste trabalho e como tal será tratado em capítulo próprio.

#### **2.4.6. Outras causas de fendilhamento**

O desenvolvimento de fendilhamento à superfície pode ocorrer também como resultado de problemas de estabilidade dos materiais da camada de desgaste, associados à elevada agressividade do tráfego pesado, resultando no aparecimento de fendas parabólicas à superfície do pavimento.

Por vezes, deficiências de construção das camadas, relacionadas com a deficiente ligação entre a camada superior com as camadas inferiores, também podem contribuir para o desenvolvimento de fendilhamento. Nestes casos, a descontinuidade gerada pela descolagem das camadas provoca descontinuidade de tensões, verificando-se elevadas tracções e compressões em cada camada isoladamente, o que provoca o fendilhamento rápido da camada de desgaste.

Outra causa possível de fendilhamento resulta das deformações excessivas do conjunto das camadas granulares e do solo de fundação, por diminuição da sua resistência, conjugada com a existência de camadas betuminosas de pequena espessura, resultando, assim, um fendilhamento do tipo “pele de crocodilo” de malha estreita.

A redução da capacidade de suporte do solo de fundação, sobre o qual assenta o pavimento, pode resultar quer do aumento do teor de água do solo mal drenado, quer de processos de retracção por secagem excessiva, quer ainda devido a assentamentos lentos resultantes de escorregamentos ou quando o solo exhibe compressibilidade. Os casos de ocorrência de altos níveis freáticos contribuem para a ocorrência de fendilhamento nas camadas betuminosas por aumento do volume do solo.

#### **2.4.7. Consequências do fendilhamento**

O aparecimento do fendilhamento conduz à degradação estrutural progressiva das camadas betuminosas de um pavimento. Esta degradação estrutural provoca quase sempre uma redução do estado funcional do pavimento, mais concretamente a alteração de aderência do pavimento, de irregularidade (existência de ninhos, covas e desagregação) e das condições visuais e acústicas, levando ao desconforto e à insegurança da circulação.

Sob o ponto de vista estrutural, o aparecimento de fendilhamento à superfície conduz à redução da capacidade de suporte das camadas granulares e da fundação. Este facto deve-se à entrada de água pelas fendas até às camadas granulares e à fundação, provocando deformações permanentes.

A existência de fendilhamento, conjugada com a ocorrência de penetração da água pelas fendas em dias muito frios, pode conduzir a situações de congelamento da água dentro das fendas, provocando tensões no pavimento. Para além deste fenómeno, a bombagem de finos através das fendas pode produzir bolsas de vazios sob o pavimento, contribuindo para a redução da capacidade de suporte do pavimento.

A descontinuidade formada por cada fenda pode induzir um aumento das deformações dos blocos estruturais, delimitados por elas, devido à acção do tráfego, induzindo tensões altas no solo de fundação em pontos localizados. A formação destes blocos conduz também a uma concentração de tensões nas camadas não ligadas do pavimento, acelerando a ruína do pavimento por deformações permanentes. Do processo descrito pode resultar uma redução da qualidade de circulação dos veículos, uma redução do período de vida de serviço e um aumento dos custos de reabilitação dos pavimentos, a menos que sejam tomadas as medidas adequadas para a redução do risco de fendilhamento.

## 2.5. Reabilitação de pavimentos

Quando os pavimentos novos entram em serviço ficam sujeitos à acção das solicitações e, ao fim de algum tempo de vida, a que correspondem diversos ciclos de aplicação de solicitações, o pavimento começa a exibir um nível de qualidade progressivamente mais reduzido. Normalmente exibe um conjunto de degradações, cada uma com determinada extensão e intensidade, que afectam a sua aptidão estrutural e funcional, diminuindo rapidamente a qualidade global do pavimento.

A redução da capacidade estrutural e funcional dos pavimentos pode ser avaliada através da actividade de observação/auscultação dos pavimentos de modo a quantificar a extensão e a gravidade das degradações. Do ponto de vista estrutural, o fendilhamento por fadiga e as deformações permanentes são consideradas como as principais degradações que contribuem para a redução da qualidade do pavimento.

A avaliação e o tratamento das deformações permanentes não se enquadram nos objectivos do presente trabalho e, como tal, não são tratados aspectos relacionados com este tipo de degradação. Assim, a abordagem ao tema da reabilitação dos pavimentos refere-se apenas ao tratamento de situações de pavimentos que exibam fendilhamento.

A ocorrência de fendilhamento na superfície do pavimento deve ser retardada o mais possível, porque constitui um sinal significativo de degradação das camadas betuminosas do pavimento, da redução da capacidade de suporte da estrutura e das condições funcionais de conforto e segurança de circulação.

Como resposta ao aparecimento de fendilhamento num pavimento devem ser realizadas acções de conservação e de reabilitação conducentes à reposição dos níveis de qualidade desejados, quer sob o ponto de vista funcional quer sobre o ponto de vista estrutural. Normalmente, para se atingirem estes objectivos, são desenvolvidas actividades, baseadas na definição de políticas e estratégias de conservação, conducentes à definição de planos de conservação.

Em função do nível de aptidão do pavimento que se pretende atingir, é usual estabelecer-se uma distinção entre os conceitos de conservação e de reabilitação, embora muitas vezes se adopte o termo “conservação” apenas, sem considerar esta distinção. Considera-se que uma intervenção é de conservação quando o seu objectivo é o de restabelecer a qualidade global que o pavimento apresentava na abertura ao tráfego. Uma intervenção é de reabilitação quando o objectivo da

intervenção é o de adequar as características dos pavimentos, principalmente estruturais, a novas condições de carregamento para um novo período de vida, nomeadamente fazendo face a um acréscimo de intensidade, e quantidade, de tráfego (Pereira & Miranda, 2002).

Em termos do domínio de qualidade do pavimento pode considerar-se dois tipos de intervenções: as intervenções de conservação da qualidade da superfície (funcional), quando a recuperação do pavimento se dá ao nível das características funcionais, e a conservação da qualidade estrutural, quando a recuperação do pavimento se dá ao nível das características estruturais. As técnicas de conservação estrutural produzem também efeitos positivos nas características superficiais ao nível da camada de desgaste. Por sua vez, as técnicas de reabilitação funcional melhoram indirectamente, a curto ou a médio prazo, as características estruturais.

As intervenções de conservação podem ser periódicas ou correntes, conforme a periodicidade e profundidade das intervenções resultante da estratégia de conservação adoptada. O tipo de estratégia a adoptar na conservação periódica pode ser preventiva ou baseada na realização periódica de camadas de reforço de pavimento. A adopção de uma estratégia preventiva de conservação periódica visa manter a qualidade global do pavimento, utilizando intervenções no sentido de atenuar o efeito da progressão das degradações, quando estas se encontram ainda numa fase inicial de evolução. Normalmente, este tipo de estratégias envolve a realização de camadas de desgaste de espessura reduzida ou camadas com maior espessura para efeitos de reperfilamento e de impermeabilização do pavimento.

Em estradas com tráfego intenso, a conservação periódica baseada na realização de camadas de reforço estrutural de pavimentos constitui a situação mais corrente de reabilitação de pavimentos da rede rodoviária nacional, normalmente executada em intervalos regulares de 5 ou de 10 anos (Pereira & Picado-Santos, 2002).

Na Figura 2.5 apresenta-se um esquema representativo de possíveis estratégias de conservação, sendo de referir as estratégias de conservação preventiva, conservação corrente e, ainda, periódica do tipo reforço de pavimento. Nesta figura identifica-se ainda o incremento de qualidade do pavimento, que depende sempre da acção inicial, para  $t=0$ , a qual corresponde quase sempre a uma acção do tipo “construção de pavimento novo”.

Os restantes pontos de incremento da qualidade do pavimento, localizados no tempo, correspondem às diversas possibilidades de acções de conservação disponíveis. De referir que,

no final de cada período de conservação considerado, se espera que o pavimento exiba um determinado nível de qualidade, ao qual se associa o conceito de “vida residual do pavimento”.

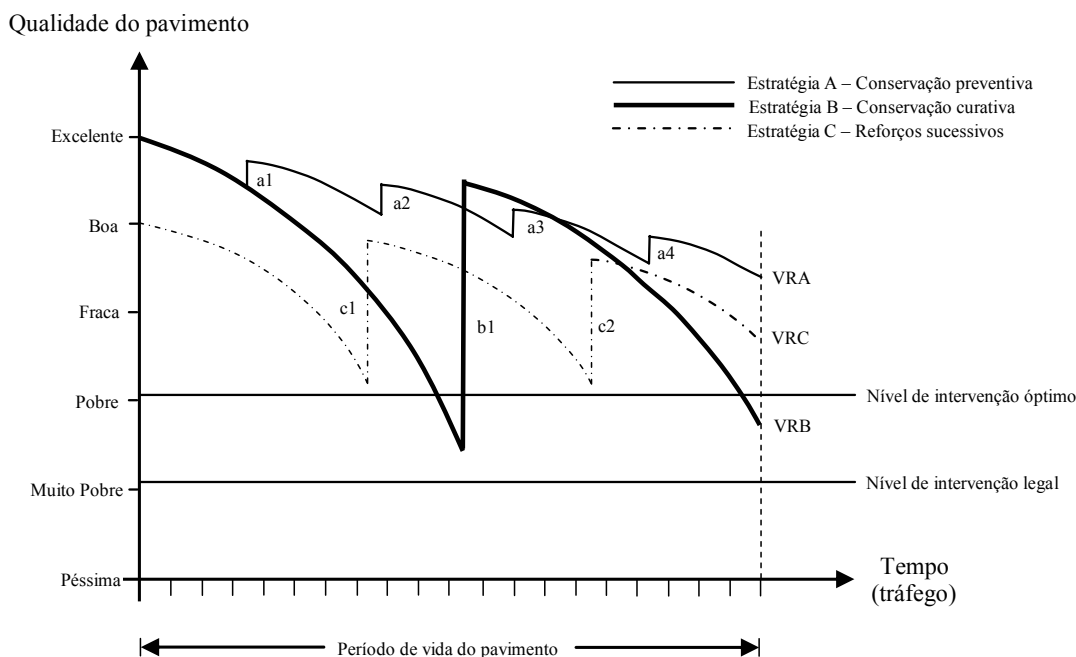


Figura 2.5 – Exemplos de estratégias de conservação de pavimentos rodoviários (adaptado de Pereira & Miranda, 1999)

No âmbito da reabilitação de pavimentos fendilhados existe um conjunto de soluções que vão desde a adopção de novas camadas executadas com misturas a quente convencionais, passando pela adopção de membranas com betumes modificados, tais como as camadas de interface de absorção de tensões (SAMI's), reciclagem de pavimentos degradados com emulsões ou espuma de betume, Chip Seals, Slurry Seals, “microsurfacing” e outros. Mais recentemente, têm sido muito adoptadas as soluções de reabilitação de pavimentos baseadas na reciclagem dos pavimentos degradados.

No domínio da reabilitação estrutural, a estratégia mais correntemente adoptada em Portugal consiste na realização periódica de reforço de pavimento sobre as camadas dos pavimentos existentes. Refere-se o termo “reforço de pavimento” como “significando a acção, ou o conjunto de acções, capazes de aumentar a capacidade estrutural do pavimento existente, degradado, para suportar, em conjunto com a fundação mobilizável, as cargas geradas pelos veículos em determinadas condições de aplicação” (Pereira & Picado-Santos, 2002). Trata-se dum tipo de estratégia do tipo “curativa”, e a sua configuração está condicionada pelo nível de fendilhamento existente à superfície do pavimento degradado. Normalmente, os reforços são constituídos por

camadas de mistura betuminosa, mais ou menos espessas, aplicadas com rega de colagem sobre as camadas de pavimento degradado e são concebidos para serem executados em períodos variando entre cinco e dez anos.

As diferentes estratégias possíveis de serem adoptadas na reabilitação estrutural de um pavimento fendilhado seguem, regra geral, o esquema que se apresenta na Figura 2.6, onde se sugerem diferentes abordagens de acordo com os diferentes níveis de fendilhamento. Para casos de ocorrência de baixo nível de fendilhamento duas abordagens podem ser adoptadas: apenas recuperação funcional ou recuperação estrutural do pavimento.

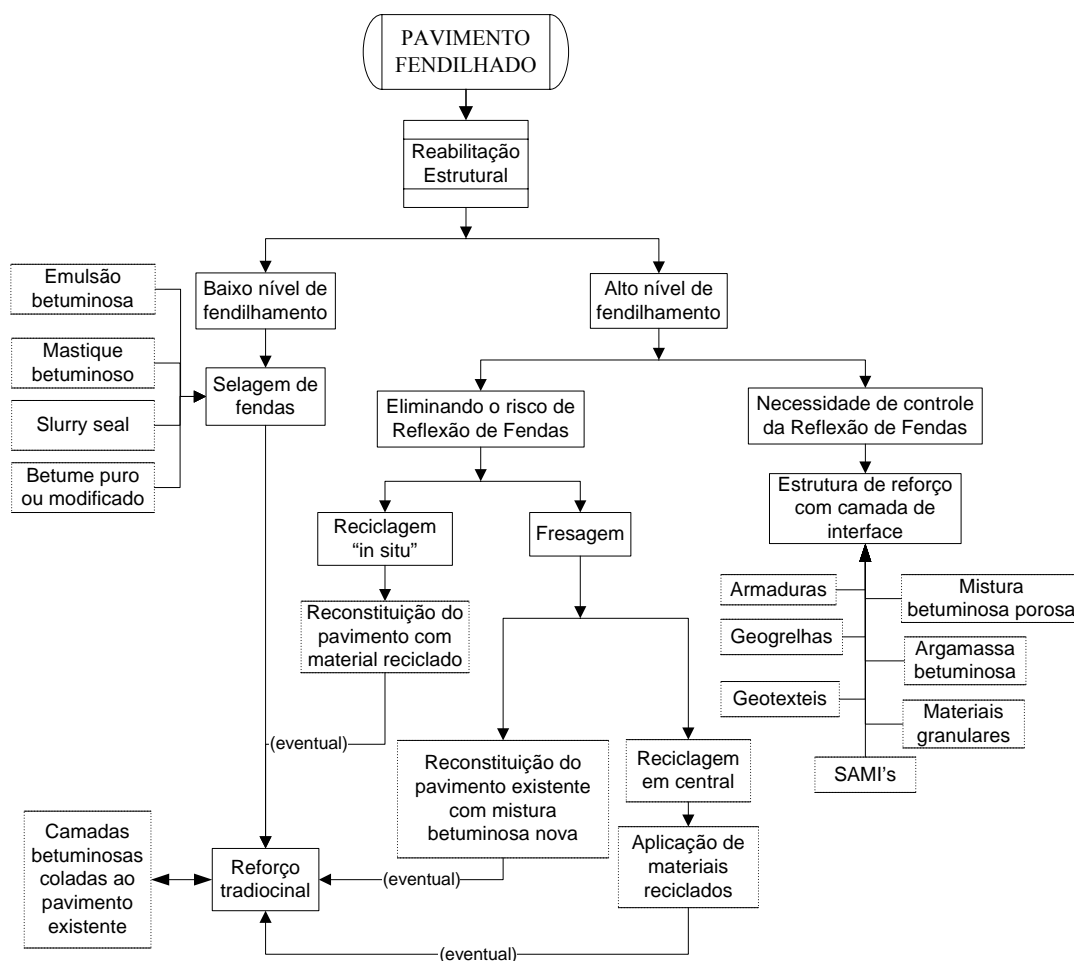


Figura 2.6 – Estratégias normalmente adoptadas na reabilitação estrutural de pavimentos fendilhados (adaptado de Pais, 1999)

Para situações de ocorrência de elevados níveis de fendilhamento, as soluções a adoptar envolvem normalmente acções mais profundas, sendo de referir dois tipos de abordagens: i) eliminando a possibilidade de ocorrência futura de reflexão de fendas; ii) admitindo a possibilidade de ocorrência de reflexão de fendas, adoptando-se medidas de controlo do

fendilhamento. A opção de considerar a possibilidade de ocorrência de reflexão de fendas passa pela aplicação de técnicas apropriadas ao controlo da reflexão de fendas, concretamente a aplicação de camadas de interface colocadas entre o pavimento existente, fendilhado, e as camadas de reforço.

### **2.5.1. Reabilitação de pavimentos com baixo nível de fendilhamento**

Quando o pavimento apresenta um baixo nível de fendilhamento, a solução a adoptar pode ser enquadrada sob duas possíveis perspectivas: i) a necessidade de reabilitação funcional; ii) a necessidade de reabilitação estrutural. No caso do pavimento ainda apresentar uma capacidade estrutural adequada, deve ser adoptada uma reabilitação funcional, de recuperação das características superficiais, principalmente da impermeabilidade, da regularidade e da aderência.

No caso de o pavimento exibir uma redução da capacidade estrutural dever-se-á adoptar uma reabilitação estrutural, a qual, como já se referiu, acaba por envolver uma mais-valia de recuperação funcional das características superficiais.

#### ***Reabilitação funcional dum pavimento fendilhado***

A solução de reabilitação funcional pode envolver a aplicação de operações de selagem de fendas, seguidas de técnicas normalmente adoptadas para a reabilitação das características funcionais, normalmente de carácter superficial, das quais se aponta como exemplo a aplicação de revestimentos superficiais. A aplicação de técnicas de selagem aplicadas previamente, antes do reforço, baseia-se na aplicação de camada de lamas asfálticas (slurry seal), mástiques betuminosos ou betumes, nas suas diversas formas, conforme a abertura de fendas. Após selagem do fendilhamento poderá ser aplicada uma solução de camada superficial, apontando-se como exemplo um revestimento superficial.

Estas técnicas melhoram as características superficiais dos pavimentos, concretamente em termos de rugosidade, regularidade e impermeabilidade. As principais técnicas utilizadas para conservar/reabilitar funcionalmente um pavimento, através da melhoria das características superficiais, são os revestimentos superficiais e as camadas betuminosas delgadas. Os revestimentos superficiais são constituídos por uma ou mais camadas de agregados,

alternadamente aplicadas com camadas de ligante betuminoso, normalmente emulsões betuminosas, cuja espessura total pode variar entre 10 e 30 mm. A sua contribuição estrutural para o pavimento é reduzida e, portanto, aplica-se em pavimentos que apresentem boa capacidade de suporte, sendo uma técnica muito adequada para a reabilitação das características de rugosidade e impermeabilização, com uma boa relação custo/benefício.

Existem ainda outros tipos de camadas betuminosas, com espessuras finas e muito finas, vocacionadas para a reabilitação funcional de pavimentos, designadas por camadas betuminosas delgadas, que englobam os seguintes tipos: betões betuminosos delgados, betões betuminosos ultra delgados, microaglomerado betuminoso a frio e microbetão betuminoso rugoso.

Os betões betuminosos delgados são misturas betuminosas a quente, com granulometria descontínua, produzidas em central, que se aplicam em camadas de desgaste de pequena espessura, cujos valores variam entre 20 a 25 mm. O grande interesse desta técnica reside na sua economia, durabilidade e nas excelentes características funcionais obtidas: elevado conforto e segurança, boa regularidade, elevada aderência e boas características acústicas, com reduzido ruído de circulação. Trata-se de uma camada permeável, necessitando a aplicação de uma rega de colagem ao suporte, com betumes modificados, que seja espessa de forma a garantir impermeabilização.

A reabilitação de pavimentos com betões betuminosos ultra delgados vem na sequência da técnica anterior variando no facto de as camadas aplicadas serem mais finas, com espessura média compreendida entre 10 mm e 15 mm, e de ser realizada com emulsão betuminosa modificada. A rega de colagem deve ser executada com ligante e de modo a apresentar alguma espessura. A principal vantagem da adopção desta técnica reside na rapidez de aplicação, podendo ser aplicada apenas sobre camadas que se apresentem pouco degradadas superficialmente, por se tratar de uma camada muito fina.

O microaglomerado betuminoso a frio consiste numa mistura betuminosa, normalmente com emulsão betuminosa modificada (com fibras e polímeros), realizada *in situ* com equipamento específico e posteriormente espalhada sobre o pavimento existente, em estado fluído e sem necessitar de compactação (Pereira & Picado-Santos, 2002). Desta técnica resultam camadas muito delgadas, com espessuras médias de 10 mm, que garantem boas características superficiais de impermeabilização a baixo custo, não podendo ser aplicada sobre camadas muito degradadas e com grande irregularidade.

O microbetão betuminoso rugoso consiste numa mistura betuminosa a quente, fabricada em central, com inertes de granulometria descontínua e com um betume modificado, normalmente com elastómeros. Este material é aplicado em camadas finas, com espessuras a variar entre 25 a 35 mm, devendo ser aplicada uma rega de colagem, com uma sobredosagem de betume, de forma a garantir impermeabilidade. Esta técnica garante boas características superficiais de regularidade e de aderência.

### ***Reabilitação estrutural baseada em reforço de pavimento***

O sucesso das soluções de reforço depende da escolha correcta de todas as componentes do sistema de reforço, sua combinação e sua implementação, em função das condições de carregamento a que o reforço vai estar submetido durante a sua vida futura. Actualmente já se aponta um conjunto de materiais e procedimentos que potencialmente conduzem a uma melhoria do comportamento dos reforços de pavimentos, mas ainda não existem soluções padronizadas aplicáveis a todas as situações. As soluções de sucesso necessitam da análise de cada caso e só podem ser obtidas se forem usados os materiais certos, no lugar certo do sistema, adoptando-se o processo certo.

#### **2.5.2. Reabilitação de pavimentos por eliminação do fendilhamento existente**

A adopção de uma estratégia de eliminação da ocorrência de reflexão de fendas normalmente baseia-se na aplicação de técnicas de fresagem seguidas da adopção de métodos de reconstituição do pavimento existente, ou ainda na adopção duma técnica de termo-regeneração.

A reconstituição do pavimento até à cota original é feita através da reciclagem do pavimento existente ou através da aplicação de misturas com materiais novos para preenchimento do pavimento, seguida, eventualmente, da aplicação de um reforço tradicional.

As soluções que envolvam a fresagem dos pavimentos degradados são consideradas eficazes para o controlo da ocorrência futura de reflexão de fendas, uma vez que estas soluções contemplam a remoção de parte da espessura betuminosa fendilhada do pavimento existente, eliminando assim as fendas das camadas subjacentes. Após a reconstituição do pavimento pode aplicar-se um reforço convencional.

A reconstituição do pavimento existente pode realizar-se, basicamente, de duas formas: i) reconstituição do pavimento com misturas betuminosas novas; ii) a reconstituição do pavimento com materiais betuminosos obtidos por adição de betumes ao material reciclado. A reciclagem de material obtido por fresagem pode ser realizada *in situ* ou então com base na produção em central de misturas betuminosas.

Quanto à reconstituição do pavimento com materiais betuminosos reciclados, existem basicamente duas técnicas que são correntemente usadas: i) a reciclagem *in situ* utilizando o material resultante da fresagem no local; ii) a reciclagem em central de materiais reciclados, que utiliza o material fresado e acumulado em depósito.

### ***Reciclagem de pavimentos***

A reciclagem de pavimentos é uma técnica de conservação que pode ter como objectivo apenas a reabilitação funcional ou também, como é mais frequente, pode também visar a reabilitação das características estruturais dos pavimentos. Em qualquer das situações, a reciclagem tem como efeito vantajoso a eliminação do fendilhamento do pavimento a reabilitar.

A reciclagem de pavimentos consiste na obtenção de novas misturas betuminosas, utilizando o material resultante da fresagem do pavimento existente e misturando-o com novo ligante e, necessariamente, com materiais para correcção granulométrica. Produz-se, assim, uma nova mistura preparada para o preenchimento do pavimento existente ou para ser aplicada em novas camadas do mesmo ou ainda em outros pavimentos.

As preocupações ambientais e os avanços tecnológicos verificados ultimamente têm contribuído para uma utilização mais regular da técnica de reciclagem. Este tipo de técnica de conservação contribui para a redução de impactes ambientais, concretamente para a redução da necessidade de locais de depósito dos resíduos dos pavimentos degradados e para a redução da necessidade de usar materiais novos.

Atendendo à crescente escassez de recursos naturais, o material reciclado pode ser usado como agregado e, usando um produto rejuvenescedor, o betume envelhecido recupera parcialmente as suas propriedades, diminuindo a necessidade de usar novos betumes. Para além de apresentar estas vantagens, a reciclagem de pavimentos “a frio” (em central ou *in situ*), também apresenta uma economia de energia na sua aplicação, por dispensar o aquecimento do betume.

A técnica de reciclagem pode ser utilizada para corrigir diversas situações de deficiência dos pavimentos, como a correcção de granulometrias de bases ineficazes, a correcção de um perfil irregular, a recuperação parcial das propriedades dos betumes (coesão e flexibilidade) e a eliminação de fendilhamento existente nas camadas ligadas. O fabrico de misturas betuminosas utilizando materiais reciclados é normalmente realizado *a quente* ou *a frio*, podendo ser ainda realizada, cada uma delas, em central ou *in situ*.

### ***Reciclagem a frio***

A reciclagem a frio consiste na produção de uma mistura nova a frio, utilizando o material fresado como agregado, podendo ser produzida em central ou *in situ*. A reciclagem a frio pode ser realizada recorrendo à reciclagem em central fixa, reciclagem em central móvel ou, ainda, reciclagem *in situ* com emulsão. Neste tipo de técnicas são apontadas como vantagens (Pereira & Picado-Santos, 2002) a economia de materiais e de energia, por ser um processo realizado a frio, a eliminação do fendilhamento, impedindo a futura ocorrência de reflexão de fendas e permitindo realizar novas camadas de pavimento mantendo a cota inicial.

As misturas a frio em central, fixa ou móvel, são produzidas utilizando como ligante uma emulsão betuminosa, obtendo-se normalmente uma mistura semelhante a um material agregado com granulometria extensa tratado com emulsão. Pelo facto, esta técnica conduz a um grande ganho estrutural relativamente ao pavimento fendilhado. A reciclagem a frio em central móvel realiza-se numa central do tipo “comboio”, a qual permite realizar tarefas de aplicação do novo material directamente sobre o pavimento. Desta forma, a central móvel apresenta a vantagem de permitir reduzir os custos de transporte e aplicação de material.

A técnica da reciclagem a frio *in situ* consiste na fresagem do pavimento a reabilitar seguida da mistura do material fresado com uma emulsão betuminosa. Segue-se o espalhamento da mistura obtida sobre o suporte, utilizando um conjunto de equipamentos integrados no mesmo veículo e com as operações a serem realizadas sequencialmente. Logo após esta sequência de operações deve ser realizada uma operação de compactação pesada da camada resultante, com cilindros de pneus ou de rolo vibrante. É uma técnica utilizada em faixas largas com várias vias, quando se pretende apenas a reabilitação da via de lentos, mantendo a circulação das restantes vias. Por questões económicas, a técnica de reciclagem *in situ* é a mais utilizada de entre as técnicas de reciclagem, pelo facto de comportar economia de materiais novos, economia de transporte de

materiais, não envolver depósito de materiais, utilizar equipamentos integrados, ter menor tempo de execução e menor incómodo para os utentes (Oliveira, 2003).

### ***Reciclagem a quente***

A reciclagem a quente consiste em fabricar uma mistura betuminosa, a quente, quer em central, adaptando as centrais betuminosas existentes, quer *in situ*, usando como agregado os materiais fresados de pavimentos degradados conjuntamente com um betume asfáltico. As técnicas de reciclagem a quente diferem apenas no tipo de central, que pode ser móvel ou fixa, contínua ou descontínua e no processo de fabrico em central (Pereira & Picado-Santos, 2002).

A reutilização dos materiais fresados pode ser realizada em circuito fechado, em que estes são usados sobre o pavimento donde foram retirados, ou em circuito aberto, em que são aplicados sobre outros pavimentos. A escolha do ligante de regeneração é uma parte importante do processo pelo facto de recuperar as propriedades do ligante para a nova mistura. A regeneração de um ligante envelhecido faz-se devolvendo-lhe as fracções leves que foram desaparecendo ao longo do seu envelhecimento.

A taxa de reciclagem de uma mistura é a relação entre o material reaproveitado e o material novo, utilizados no fabrico de misturas betuminosas recicladas. É importante estudar a taxa de reciclagem de uma mistura pelo facto de existirem limites a aplicar em função do tipo de central, do seu sistema de desempoeiramento e filtragem e da qualidade do material betuminoso a reciclar. A reciclagem com pequenas taxas de reciclagem pode ser realizada praticamente em todas as centrais, sendo neste caso obtidas misturas homogéneas e com características idênticas às conseguidas com agregados novos.

A reciclagem em central fixa contínua tem a particularidade do aquecimento e secagem se efectuarem no mesmo local onde se realiza a mistura. A central mais utilizada é a central de fluxo paralelo em que a chama de aquecimento segue o mesmo sentido dos agregados.

A reciclagem em central móvel tem a vantagem de reduzir a utilização de agregados novos e de reduzir a necessidade de depósito de materiais, mas apresenta a desvantagem de gerar a emissão de partículas para a envolvente exterior. No entanto, a tendência para a procura de soluções “amigas do ambiente” levará ao desenvolvimento desta técnica, conduzindo à normalização de todo o processo e obtenção de materiais de boa qualidade.

### ***Reciclagem a quente in situ***

Existem três tipos de processos de reciclagem a quente *in situ*: i) reciclagem em central autodirigível (móvel); ii) a termo-regeneração e; iii) o termo-reperfilamento. A reciclagem a quente *in situ* consiste no tratamento do pavimento existente com recurso a um “comboio” composto por dois “pré-aquecedores”, um “aquecedor-fresador”, um aquecedor-misturador, uma espalhadora tradicional e por um conjunto “habitual” de compactadores, normalmente envolvendo cilindros de pneus e cilindros de rastos lisos.

Todo este equipamento actua na sequência descrita. Nesta sequência de equipamentos pode ainda intercalar-se um camião, junto ao aquecedor-misturador, para a adição de materiais novos. Neste processo, o procedimento de aquecimento envolve a projecção sobre o pavimento de um conjunto de jactos, a alta pressão, de ar quente sobreaquecido a 600 °C, com a actuação simultânea de um sistema de aspiração e sua concomitante reciclagem.

Uma outra técnica que se enquadra no campo da reciclagem *in situ* é a termo-regeneração, a qual consiste numa série de operações consecutivas efectuadas pelo mesmo equipamento. Estas operações consistem no aquecimento do pavimento existente seguido de uma escarificação da camada aquecida finalizando-se com o espalhamento de mistura betuminosa nova (à taxa de 40 a 50 kg/m<sup>2</sup>), com características de camada de desgaste.

Considera-se que esta técnica é apenas de reabilitação das características funcionais da camada de desgaste, sendo adequada à reabilitação das características superficiais e de colagem da camada de desgaste, e só pode ser aplicada na reabilitação de pavimentos sem problemas estruturais.

A termo-regeneração é uma técnica indicada para a reabilitação de vias urbanas e auto-estradas onde se pretenda reabilitar apenas as características das vias da direita, as quais se degradam mais rapidamente sob a acção do tráfego pesado. Tem as desvantagens do custo elevado (principalmente devido aos gastos elevados de energia para aquecimento do pavimento) e da produção de poluição.

Existe ainda, no quadro da reciclagem a quente *in situ* a técnica denominada de termo-reperfilagem, normalmente utilizada na selagem de fendas, que serve ainda para repor a regularidade do perfil longitudinal. Nesta técnica não existe adição de novos materiais ou

misturas. Qualquer das técnicas enunciadas acima necessita de uma compactação rápida e pesada para dar uma compacidade suficiente à mistura do pavimento.

### **2.5.3. Reabilitação de pavimentos controlando a reflexão de fendas**

As acções de reabilitação estrutural de pavimentos fendilhados que não prevejam a eliminação das fendas das camadas subjacentes envolvem normalmente medidas orientadas para minimizar, ou evitar, o problema da reflexão de fendas através das seguintes opções (de Bondt, 2000; Martin-Pérez & Mohamed, 2000):

- aumento das espessuras das camadas de reforço;
- optimização da rigidez e da resistência ao fendilhamento das misturas utilizadas nos reforços, por adição de fibras ou por adopção de betumes modificados, vocacionados para a dissipação de tensões – quando a solução de aumento de espessuras se tornar economicamente inviável;
- colocação de “camadas de interface” de absorção de tensões entre a camada fendilhada e o reforço;
- aplicação de membranas de reforço (fibras de vidro, poliéster, polipropilenos, aço).

A eficácia das técnicas de reabilitação referidas nem sempre corresponde ao esperado, uma vez que não são baseadas em abordagens racionais de concepção. Uma análise analítica (Zhou, 2000) demonstrou que é anti-económico o controlo da reflexão de fendas baseado apenas no aumento da espessura do reforço.

### ***Melhoria do desempenho dos reforços por modificação dos betumes***

A opção de proceder à melhoria das propriedades dos materiais e da sua combinação, passa pela escolha de inertes adequados e devidamente calibrados (dimensões máximas, granulometria) de tal modo que possa conduzir à realização de misturas capazes de corresponder ao tipo de solicitações a que são submetidas quando sujeitas ao fenómeno da reflexão de fendas. Por limitações de capacidade de produção junto às obras e de ordem económica, nem sempre é possível optimizar, na medida do desejado, as propriedades do agregado em função das necessidades estruturais e funcionais das misturas.

Neste contexto considera-se que a melhoria do desempenho das misturas se deva basear na melhoria das propriedades do ligante que integra as misturas. Um método muito promissor para tal consiste na modificação dos betumes de forma a se conseguir a optimização das propriedades das misturas betuminosas.

A adição de materiais poliméricos ao betume tem sido largamente adoptada para alargar o campo de aplicação dos betumes e melhorar as suas propriedades, particularmente em termos de susceptibilidade térmica e de flexibilidade, tendo em vista a optimização do desempenho, funcional e estrutural. O uso de betumes modificados com polímeros tem demonstrado ser uma medida eficiente e popular, normalmente usando polímeros naturais ou sintéticos como modificadores do betume, tais como o SBS e o EVA. Algumas das vantagens do uso de betumes modificados com polímeros abrangem os seguintes aspectos:

- diminuição da susceptibilidade térmica;
- aumento da resistência às deformações permanentes;
- aumento da resistência à fadiga;
- melhoria do comportamento a baixas temperaturas por aumento da elasticidade;
- aumento da durabilidade do filme de betume envolvente dos agregados.

O número de tipos de polímeros disponíveis utilizados na modificação de betumes é limitado. Em qualquer dos casos o alto custo dos polímeros, comparado com o do betume, implica que a quantidade máxima de polímero a adicionar ao betume seja a mínima possível. Este aspecto pode ser atenuado com o uso de polímeros reciclados, tais como o granulado de borracha reciclado de pneus.

A par da utilização dos polímeros modificadores dos betumes tem-se verificado um aumento da utilização de granulado de borracha, proveniente da reciclagem dos pneus usados, na modificação dos betumes asfálticos. O ligante resultante desta mistura designa-se por Betume Modificado com Borracha (BMB), também designado na língua inglesa por “Asphalt Rubber”.

A grande elasticidade obtida com a introdução da borracha no betume é acompanhada de uma grande recuperação da deformação instalada (resiliência), quer a altas quer a baixas temperaturas. A incorporação de granulado de borracha no betume permite obter um “mastique” com boas propriedades elastómeras, apresentando alta viscosidade a temperaturas altas e boa flexibilidade a baixas temperaturas, o que pode constituir um bom material quanto à resistência à reflexão de fendas.

Por outro lado, o granulado de borracha reduz a susceptibilidade térmica do betume base. Este facto assegura que as misturas com BMB apresentem melhor resistência à deformação permanente em períodos quentes e melhora a viscoelasticidade e ductilidade do ligante no sentido de prevenir a fractura frágil, que pode ocorrer em condições de variações de temperatura.

### ***Medidas baseadas na adopção de camadas de interface e de membranas***

Num reforço aplicado sobre um pavimento fendilhado ocorrem normalmente movimentos dos bordos das fendas do pavimento existente, resultantes da aplicação das cargas do tráfego e das variações de temperatura. A ocorrência destes movimentos reflecte-se na ocorrência de estados de tensão elevados na parte inferior dos reforços, na zona da frente das fendas, que propiciam a propagação das fendas até à superfície do reforço, reproduzindo o padrão de fendilhamento semelhante ao existente na superfície do pavimento antigo.

Uma forma de evitar a propagação do fendilhamento por reflexão de fendas consiste em proceder à regeneração do pavimento existente, seguida da aplicação de camadas de interface retardadoras do processo de propagação de fendas, designadas por membranas anti-propagação de fendas. A adopção desta técnica não permite, por si só, reabilitar o pavimento degradado, sendo necessário aplicar um reforço estrutural sobre pavimento fendilhado. Quando o pavimento se encontra com um elevado nível de fendilhamento, torna-se essencial o uso de membranas para retardar a reflexão de fendas.

O mecanismo envolvido na retardação da evolução das fendas depende do tipo de camada de interface. Quando são usados materiais rígidos na interface, tais como grelhas e armaduras, estas vão absorver os elevados esforços de corte gerados pelos movimentos dos bordos das fendas, retardando a evolução das mesmas. Quando são usados materiais flexíveis, a propagação das fendas é retardada por divisão da fenda em várias micro-fendas com movimentos menores, por deformação do material flexível da interface sem fendilhar ou por aumento da distância percorrer pela fenda, aumentando o tempo de propagação.

As membranas anti-propagação de fendas têm como objectivo absorver os elevados esforços que se geram nos bordos das fendas, evitando que estes esforços se transmitam directamente ao reforço, retardando assim a propagação das fendas existentes na camada subjacente ao reforço.

Neste contexto, a interface actua como uma camada flexível com uma rigidez muito baixa. Para este efeito são aplicadas grelhas e armaduras.

As membranas anti-propagação de fendas actuam de modo a que a fenda existente se divida em múltiplas micro-fendas com movimentos muito menores. Desta forma, as membranas também conduzem ao aumento do tempo que a fenda demora a evoluir aumentando o percurso da mesma. Para além disso, devido ao seu baixo módulo, vai absorver as tensões resultantes dos movimentos dos bordos das fendas existentes, deformando sem fendilhar. Neste tipo de interfaces enquadram-se os geotexteis impregnados de betume, as membranas de absorção de tensões (SAMI) e as argamassas betuminosas com betumes modificados.

Os materiais que constituem estas camadas podem ser de dois tipos: rígidos e flexíveis. Fazem parte dos primeiros as grelhas e as armaduras enquanto que dos flexíveis fazem parte as argamassas betuminosas, os geotexteis impregnados com betume e as SAMI's. As grelhas são um material em forma de rede rectangular, normalmente constituída por polipropileno, polietileno, poliéster ou fibra de vidro. As armaduras são compostas por malhas de ferro galvanizado ou de ferro.

As argamassas betuminosas usadas nas camadas de interface são misturas que usam agregado com granulometria de pequenas dimensões misturado com betume puro mole (penetração de 180/200) ou com betume modificado com elastómeros, à percentagem de 12%. As SAMI's são camadas formadas por grandes quantidades de betume modificado, ao qual se adiciona um agregado de pequenas dimensões.

## **2.6. Conclusões**

As degradações verificadas nos pavimentos flexíveis estão normalmente associadas a uma perda progressiva, mais ou menos rápida, da qualidade inicial dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos, em particular das camadas betuminosas. A evolução das degradações dos pavimentos é um processo interactivo, em que uma degradação dá origem a novos tipos de degradações, que por sua vez interferem com as características da degradação anterior, tanto em extensão como em potencial evolutivo.

O fendilhamento é uma degradação que ocorre nas camadas betuminosas, pelo facto destas possuem resistência à tracção e é normalmente causado pelo excesso de tensões de tracção nas

camadas betuminosas resultante da fadiga, acções térmicas e pela evolução de fendilhamento já existente. Normalmente existe uma interacção entre as deformações permanentes e o fendilhamento e entre este as restantes degradações, podendo uma deformação excessiva provocar o aumento do fendilhamento, tal como o fendilhamento pode contribuir para o aumento das deformações permanentes.

Conforme o mecanismo predominante no processo de evolução do fendilhamento, normalmente podem ocorrer diferentes tipos fendilhamento: fendilhamento por fadiga, fendilhamento devido à retracção térmica, fendilhamento com iniciação superficial, fendilhamento devido a movimentos do solo de fundação e a defeitos de construção e fendilhamento por reflexão de fendas, este em pavimentos reforçados ou em pavimentos semi-rígidos.

O fendilhamento térmico ocorre quando é excedida a capacidade do pavimento para dissipar tensões, provocadas pela contracção térmica. A retracção térmica restringida de uma camada de pavimento conduz ao fendilhamento quando o efeito de fricção com a camada inferior deixa de ser suficiente para reduzir o nível de tensões resultantes dessa retracção, ao ponto do estado de tensão atingir a resistência do material. Estão apontados dois tipos de fendilhamento por indução térmica: fendilhamento por fadiga térmica e fendilhamento devido apenas a um ciclo de baixas temperaturas. O primeiro tipo de fendilhamento, referido como fendilhamento por fadiga térmica, é resultante do efeito dos ciclos térmicos em zonas com grandes gradientes térmicos (com temperaturas diárias extremas). No entanto, com a evolução dos ciclos diários de temperatura, os pequenos danos associados à ocorrência de tensões térmicas diárias vão sendo acumulados e ao fim de um número considerável de ciclos, o fendilhamento pode ocorrer.

O segundo tipo, o fendilhamento térmico a baixas temperaturas, é um tipo de fendilhamento que ocorre sob condições severas de baixas temperaturas. Nestas condições, as tensões de tracção de origem térmica, induzidas no pavimento, associadas à fragilização do material, igualam, ou ultrapassam, a tensão de tracção admissível do material do pavimento à temperatura instalada, desenvolvendo-se um micro-fendilhamento à superfície.

No âmbito da reabilitação de pavimentos fendilhados existe um conjunto de soluções normalmente adoptadas, que vão desde a aplicação de novas camadas com misturas a quente convencionais, a aplicação de membranas (SAMI's) com betumes modificados, reciclagem de pavimentos, aplicação de Chip Seals, Slurry Seals, "microsurfacing", e, mais recentemente, a

adopção de soluções de reabilitação de pavimentos baseadas na reciclagem dos pavimentos degradados.

Em particular, no domínio da reabilitação estrutural, em estradas com tráfego intenso, a estratégia de reabilitação mais correntemente adoptada na rede rodoviária nacional consiste na realização periódica de camadas de reforço estrutural aplicadas sobre as camadas dos pavimentos existentes, designados por reforço de pavimento. Neste tipo de soluções de reabilitação, algum tempo após a entrada em serviço, constata-se a ocorrência dum tipo de fendilhamento muito corrente, caracterizado pela propagação das fendas existentes nas camadas antigas através das camadas novas de reforço, designado por reflexão de fendas, e que é um dos principais factores responsáveis pela redução da vida prevista dos reforços estruturais, contribuindo para a sua rotura prematura.

Para minimizar, ou até evitar, o fenómeno de reflexão de fendas em reforços de pavimentos, são indicadas algumas opções de concepção: aumento das espessuras das camadas de reforço, optimização da rigidez e da resistência ao fendilhamento das misturas constituintes dos reforços, quando a solução de aumento de espessuras se tornar economicamente inviável, através da adição de fibras, aplicação de betumes modificados (polímeros, borracha de pneu, etc...), colocação de “camadas de interface” de absorção de tensões entre a camada fendilhada e o reforço e aplicação de membranas de reforço (fibras de vidro, poliéster, polipropileno, aço).

No presente trabalho adopta-se uma destas medidas como solução para a minimização da reflexão de fendas, concretamente a que se baseia na obtenção da melhoria do desempenho das misturas através da melhoria das propriedades do ligante que integra as misturas. Neste contexto considera-se que um método muito promissor para tal consiste na modificação dos betumes que integram as misturas, utilizando granulado de borracha, proveniente da reciclagem dos pneus usados, como material modificador do betume.

A adopção de misturas com betume modificado com borracha reciclada de pneus usados, constitui um tipo de misturas adequadas ao objecto em estudo, num contexto de avaliação da influência das variações de temperatura na reflexão de fendas, pelo facto destas exibirem uma grande elasticidade, obtida com a introdução da borracha no betume, ao mesmo tempo que exibem uma grande recuperação da deformação instalada (resiliência), quer a altas quer a baixas temperaturas.



### 3. A REFLEXÃO DE FENDAS EM REFORÇOS DE PAVIMENTOS

#### 3.1. Introdução

A reabilitação de pavimentos fendilhados através de soluções de reforço do pavimento, baseadas no uso de misturas betuminosas, tem sido uma solução muito adoptada pelos organismos rodoviários. No entanto, a prática tem demonstrado que nem sempre se atingem os objectivos desejados, verificando-se, na maioria das vezes, que o reforço raramente atinge a vida prevista. Este facto deve-se muitas das vezes ao aparecimento prematuro de fendilhamento, por reflexão das fendas existentes no pavimento antigo.

Na prática, os resultados do dimensionamento conducentes à determinação do tempo de vida dos reforços de pavimentos, baseados em procedimentos e em modelos actualmente em uso, nem sempre correspondem ao realmente observado (Tschegg *et al.*, 2000), constatando-se que, em muitos casos, as fendas se propagam através das novas camadas de reforço durante os primeiros anos de serviço.

A ocorrência prematura de fendilhamento na superfície do pavimento reforçado deve-se principalmente ao facto de qualquer fenda, ou junta, existente no pavimento antigo tender a evoluir, ou a reflectir-se, através da camada de reforço. As fendas iniciam-se e propagam-se em zonas de concentração de tensões, causadas pela existência de fendas no pavimento existente (Figura 3.1).

O fenómeno da reflexão de fendas é um problema com que a maioria das administrações rodoviárias se debatem frequentemente, devido ao grande número de factores que influenciam o mecanismo da iniciação e da propagação do fendilhamento no interior da estrutura de pavimento.

O tema da “reflexão de fendas” começou a ser estudado em 1987 na Universidade de Liège, com a criação do comité técnico 97 do RILEM – GCR com o título “Aplicação de geotexteis em estradas, para prevenção de fendas”. Em 1989, 1993, 1997 e 2000 foram realizadas conferências sobre reflexão de fendas onde foram discutidos os principais factores e mecanismos envolvidos na iniciação e propagação de fendas, bem como a apresentação da investigação teórica e

experimental utilizada na optimização de soluções, passando pela análise das metodologias de concepção de reforços.

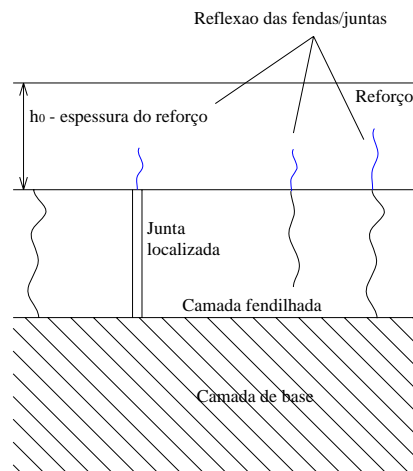


Figura 3.1 – Corte de um pavimento fendilhado com um reforço de pavimento

O fenómeno de reflexão das fendas nas camadas de reforço deve-se, sobretudo, à elevada concentração de tensões que se verifica na proximidade da fenda. Estes estados de tensão são normalmente provocados pelos movimentos diferenciais, horizontais e verticais, dos bordos das fendas existentes na camada do pavimento antigo, resultantes, principalmente, das acções do tráfego e das variações de temperatura (Martin-Pérez & Mohamed, 2000).

Para uma análise rigorosa de qualquer abordagem à reflexão de fendas interessa, numa primeira análise, caracterizar os principais aspectos envolvidos neste fenómeno. Estes consistem basicamente nas solicitações e nos principais mecanismos através dos quais estas influenciam o fenómeno, ou seja, a acção dos movimentos das fendas, as tensões associadas, na natureza dos movimentos induzidos, na transferência de carga entre os bordos das fendas, a actividade das fendas e a modelação teórica clássica representativa dos mecanismos actuantes.

### 3.2. Mecanismos conducentes à reflexão de fendas

A iniciação e propagação do fendilhamento, por reflexão de fendas, no interior dos reforços de pavimentos são o resultado da actuação de determinados mecanismos de degradação. A forma de actuação destes mecanismos depende de diversos factores, dos quais se destaca: a acção do carregamento do tráfego e das variações de temperatura, a geometria das camadas, as

propriedades dos materiais constituintes das camadas, as características da fundação, as características das fendas e a ligação entre camadas.

A reflexão de fendas em reforços resulta da ocorrência de concentrações de elevados estados de tensão na zona das fendas, resultantes dos movimentos dos seus bordos, cujas amplitudes dependem da intensidade das solicitações a que o pavimento se encontra sujeito. Estes estados de tensão podem ser agravados por outros mecanismos associados a aspectos mais particulares das solicitações, como por exemplo, à ocorrência de variações de temperatura que provocam um efeito de retracção de origem térmica no pavimento.

### 3.2.1. Solicitações

Os tipos de solicitações susceptíveis de provocar movimentos nos bordos das fendas, produzindo abertura e fecho das fendas e, conseqüentemente, um potencial de reflexão de fendas (de Bondt, 2000; Colombier, 1997; Colombier, 1989; de Bondt *et al.*, 1995) são os seguintes:

- a acção do tráfego;
- a acção das variações de temperatura;
- a acção resultante dos movimentos de expansão/retracção do solo de fundação.

A acção do tráfego, considerada a mais gravosa para a reflexão de fendas (Molenaar & Potter, 1997) (Molenaar, 1993), reflecte-se num considerável incremento de tensões, localizado imediatamente acima duma fenda, como resultado da passagem duma carga na sua vizinhança. Este incremento no estado de tensão, potenciador da reflexão dessa fenda, resulta sobretudo do efeito dos deslocamentos relativos dos bordos dessa fenda, designados por actividade de fendas (Pais, 1999).

As variações de temperatura diárias e sazonais (entre Verão e Inverno) provocam nas camadas betuminosas, de reforço, e nas subjacentes, movimentos de retracção e de expansão horizontais dos bordos das fendas, produzindo acções de abertura e fecho das fendas, ou seja, uma actividade horizontal das fendas. As variações de temperatura conduzem ainda à variação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas, sobretudo da sua rigidez, reflectindo-se no estado de tensão na zona acima da fenda.

Os movimentos do solo de fundação estão normalmente associados às variações do seu estado hídrico, o qual provoca alterações volumétricas que conduzem à expansão e à retracção da fundação. Desta forma são induzidos indirectamente movimentos de abertura e fecho das fendas, os quais por sua vez, interferem nos estados de tensão nas zonas do reforço junto às fendas.

Abd El Halim & Razaqpur (1993) sugerem que as eventuais deficiências associadas à falta de qualidade de construção do reforço também podem constituir um factor de iniciação, ou de aceleração, do processo de reflexão de fendas.

As variáveis associadas à caracterização das solicitações, concretamente os tempos de carregamento e sua caracterização mecânica e geométrica, constituem factores influentes na ocorrência do fenómeno da reflexão de fendas e que interessa caracterizar no contexto deste trabalho. A actuação das solicitações descritas conduzem à ocorrência de movimentos das fendas (actividade de fendas) que constituem a forma como a acção das solicitações influencia o fenómeno da reflexão de fendas.

### **3.2.2. Movimentos dos bordos das fendas**

As características dos movimentos dos bordos das fendas, ou actividade de fendas, concretamente a sua natureza, duração, amplitude e frequência, constituem factores fundamentais para o estudo do fenómeno da reflexão de fendas. A caracterização dos movimentos dos bordos das fendas deve ser estabelecida em função dos seguintes factores:

- natureza e forma das fendas existentes na superfície do pavimento existente;
- tipo de solicitação a que estão submetidas;
- estrutura do pavimento – rigidez e espessuras das camadas.

Os movimentos dos bordos das fendas podem ser decompostos em três tipos de movimentos elementares (Colombier, 1989), normalmente designados por modos de abertura das fendas, os quais apresentam uma classificação de acordo com o esquema convencional proposto por (Irwin, 1957) que se representa na Figura 3.2.

O modo I de abertura das fendas consiste num movimento resultante de uma acção de abertura numa fenda perpendicular ao seu plano. Normalmente este modo de abertura de fendas é associado à ocorrência de tensões de tracção como resultado, por exemplo, de fenómenos de

retracção térmica devido a variações de temperatura (Figura 3.3) ou ainda devido à retracção do solo de fundação resultante da secagem do mesmo.

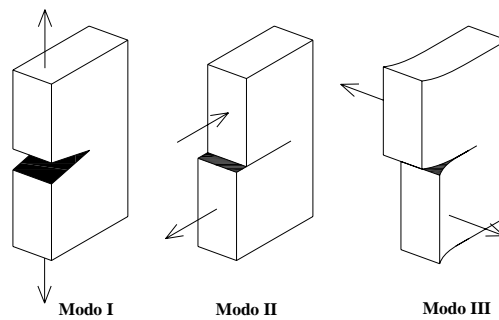


Figura 3.2 – Modos de abertura das fendas (Colombier, 1997)

O modo I de abertura das fendas também pode ser associado ao fenómeno de flexão associado à passagem de um rodado na zona precisamente acima do topo duma fenda já existente, provocando tensões de tracção na base da camada de reforço (Figura 3.4).

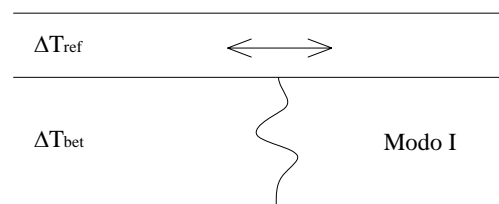


Figura 3.3 – Fendilhamento em modo I, associado a variações de temperatura (Molenaar, 2003)

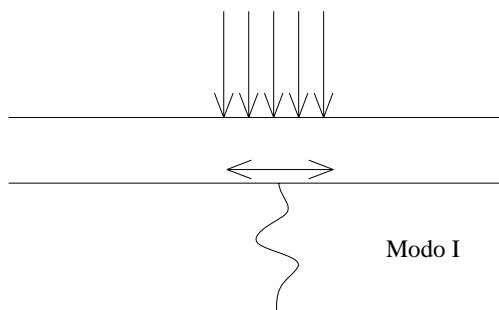


Figura 3.4 – Fendilhamento em modo I, associado à passagem de um rodado (Molenaar, 2003)

O modo II de abertura das fendas corresponde à ocorrência de um tipo de fendilhamento resultante do movimento de corte puro, sendo normalmente associado a tensões de corte que se desenvolvem na camada de reforço quando um rodado atravessa uma fenda transversal (Figura 3.5), ou ainda quando a carga de um rodado é aplicada num dos lados da fenda (Figura 3.6).

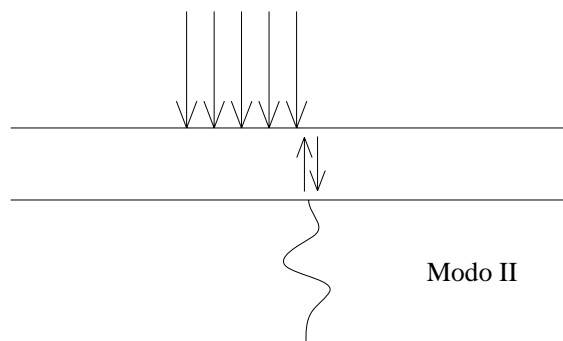


Figura 3.5 – Fendilhamento em modo II, associado à passagem de um rodado (Molenaar, 2003)

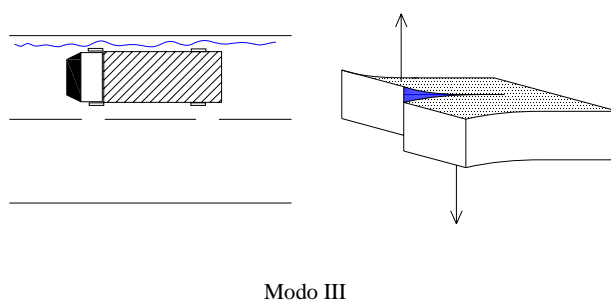


Figura 3.6 – Fendilhamento em modo III

O fendilhamento em modo III é resultante do movimento de corte paralelo à fenda (acto de rasgar) sendo associado à propagação de uma fenda longitudinal. Este modo de fendilhamento ocorre quando uma carga é aplicada junto à frente de fenda, desenvolvendo-se, assim, forças de corte na frente da fenda, provocando um efeito de *rasgar* (Figura 3.6).

Normalmente, o modo I e o modo II estão associados à propagação da fenda em profundidade, ao longo da espessura da camada betuminosa onde ocorre a propagação do fendilhamento. Por outro lado, o modo III é normalmente associado à propagação horizontal duma fenda, contribuindo principalmente para o aumento da área fendilhada do pavimento.

Os movimentos dos bordos das fendas apresentam durações diferentes consoante os tipos de solicitações que as provocam, podendo variar desde muito lentos a muito rápidos. Às solicitações

com ocorrência muito rápida, como a do tráfego, correspondem movimentos de fendas igualmente muito rápidos, uma vez que perante este tipo de solicitação as misturas betuminosas exibem um comportamento mecânico quase elástico e, como tal, com resposta quase instantânea.

Na presença de solicitações de duração lenta, como as resultantes da retracção térmica provocada pelas variações de temperatura diárias, o movimento das fendas associado também é lento. A duração dos movimentos é normalmente classificada em três categorias (Colombier, 1997):

- movimentos rápidos – induzidos pelo tráfego, mais particularmente pelos eixos dos veículos pesados, cuja duração depende da velocidade de circulação;
- movimentos lentos – induzidos, por exemplo, pelas variações diárias das temperaturas, cuja duração é definida pelos ciclos de temperatura, variando entre o dia e a noite; estes movimentos são normalmente provocados pelo efeito da retracção térmica;
- movimentos muito lentos – induzidos pelas variações sazonais de temperatura, principalmente entre a estação de Inverno e de Verão.

No caso das solicitações lentas a resposta da mistura betuminosa não é linear, uma vez que, perante este tipo de solicitações, as misturas betuminosas tendem a exibir um comportamento viscoelástico, com provável ocorrência de fluência ou relaxação. Quanto mais lenta for a solicitação maior será a contribuição da componente viscosa no comportamento mecânico das misturas betuminosas, uma vez que aquele depende do tempo de carregamento.

A amplitude dos movimentos dos bordos das fendas é função da intensidade da actuação das solicitações a que está sujeito o reforço, e depende dos seguintes factores (Colombier, 1997):

- intensidade da solicitação que provoca o movimento;
- características mecânicas das camadas do pavimento;
- características geométricas do pavimento e das fendas;
- capacidade de transferência de carga entre as faces da fenda, resultante do efeito de “aperto”, ou “inter-penetração”, entre os agregados de ambas as faces da fenda.

No caso da acção do tráfego, a amplitude dos movimentos das fendas depende da amplitude das deformações da estrutura do pavimento resultantes da passagem do tráfego, que por sua vez depende da intensidade das cargas dos eixos dos veículos. Assim, a deformação na vizinhança da fenda é muito dependente da capacidade resistente do pavimento e da capacidade, total ou parcial, de transferência de carga entre as faces da fenda.

No caso da acção das variações de temperatura, às quais se associa o fenómeno da retracção térmica, a amplitude da abertura de fendas é função directa não só das variações de temperatura no interior do pavimento mas também das propriedades das camadas betuminosas do pavimento. A intensidade desta solicitação depende da amplitude das variações diárias de temperatura a que o reforço se encontra sujeito, dos valores absolutos das temperaturas, da taxa de variação da temperatura, do coeficiente de retracção térmica das misturas betuminosas, das propriedades termo-mecânicas (viscoelásticas) das misturas betuminosas, do espaçamento entre fendas e da colagem entre o reforço e a camada subjacente.

Atendendo à duração dos movimentos dos bordos das fendas pode concluir-se que os movimentos resultantes do tráfego apresentam frequências e velocidade muito altas, podendo apresentar valores de centenas a milhares de vezes por dia. No caso dos movimentos causados pelas variações diárias das temperaturas, entre o dia e a noite, constata-se que apresentam frequências baixas. No caso das variações de temperatura sazonais a sua frequência é muito baixa podendo verificar-se a sua ocorrência algumas vezes por ano (Colombier, 1997).

### **3.2.3. Propagação das fendas no reforço**

A iniciação e a evolução do fendilhamento por reflexão num reforço constituem um processo que evolui com taxas de propagação variáveis ao longo do tempo, dependendo de diversos factores tais como (Colombier, 1997):

- intensidade da concentração de tensões na frente de uma fenda;
- resistência da mistura betuminosa do reforço à propagação de uma fenda;
- características da interface entre o reforço e o pavimento existente.

A intensidade da concentração de tensões na frente de uma fenda desenvolve-se como resultado da ocorrência das solicitações descritas acima e do seguinte modo:

- a acção do tráfego provoca numa secção fendilhada do pavimento esforços de flexão e de corte, que conduzem à existência de estados de tensão na frente da fenda;
- a acção das variações térmicas e das variações de humidade no solo provocam esforços de tracção e de flexão numa secção fendilhada do pavimento, que conduzem à existência de estados de tensão na frente da fenda.

A natureza e as causas do fendilhamento existente antes do reforço são características que contribuem para a intensidade do estado de tensão no reforço. Estas características podem determinar o tipo e a frequência dos movimentos da fenda, contribuindo fortemente para a intensidade da concentração de tensões.

A progressão de uma fenda no interior do reforço do pavimento, submetido às acções referidas, processa-se em três fases, envolvendo diferentes mecanismos (Francken *et al.*, 1997):

- fase de iniciação – em que a fenda é induzida por um qualquer defeito existente, presente na camada não fendilhada, ou pela existência de uma fenda na camada inferior;
- fase de propagação lenta – em que a fenda progride por toda espessura da camada de reforço, partindo do ponto onde é induzida, e resultando da concentração de tensões na frente da fenda;
- fase final ou de fractura – marcada pelo aparecimento da fenda na superfície do pavimento.

O desenvolvimento de uma fenda num reforço varia de acordo com a natureza da fenda e com a solicitação actuante na estrutura do pavimento. Sob a acção do tráfego e das variações de temperatura, a propagação de uma fenda num reforço pode efectuar-se de duas formas possíveis:

- na direcção vertical, na continuação da fenda existente e sem descolagem de camadas;
- na direcção oblíqua, no sentido da descolagem das camadas, com posterior propagação vertical por fadiga.

A análise realizada por Zhou & Sun (2000) demonstrou que a influência da espessura do reforço do pavimento se verifica pelo aparecimento de fendilhamento por reflexão de fendas, ramificado em reforços mais finos e através de fendas isoladas em reforços mais espessos. Abd el Halim *et al.* (1987) propõe que algumas fendas resultam do processo de construção devido a problemas de espalhamento e compactação das misturas betuminosas. Este aspecto também é evidente como factor interveniente no fenómeno da reflexão de fendas.

#### **3.2.4. Efeito das solicitações na propagação do fendilhamento**

As tensões induzidas quer pelo tráfego quer pelas condições ambientais não ocorrem isoladamente. No entanto, em algumas zonas de climáticas, as tensões induzidas pelo tráfego são

dominantes durante o dia enquanto que as tensões induzidas termicamente prevalecem durante a noite. Goacolou *et al.* (1983) e de Bondt *et al.* (1995) estudaram os efeitos das acções na progressão do fendilhamento concluindo que o efeito da acção do tráfego na progressão do fendilhamento se caracteriza teoricamente por uma progressão lenta no início da vida do reforço para se tornar numa progressão rápida para o fim dessa vida. Este comportamento pode ser descrito por relações do tipo da que se apresenta na Figura 3.7, que constitui um exemplo do resultado de uma análise computacional desenvolvida por de Bondt *et al.* (1995).

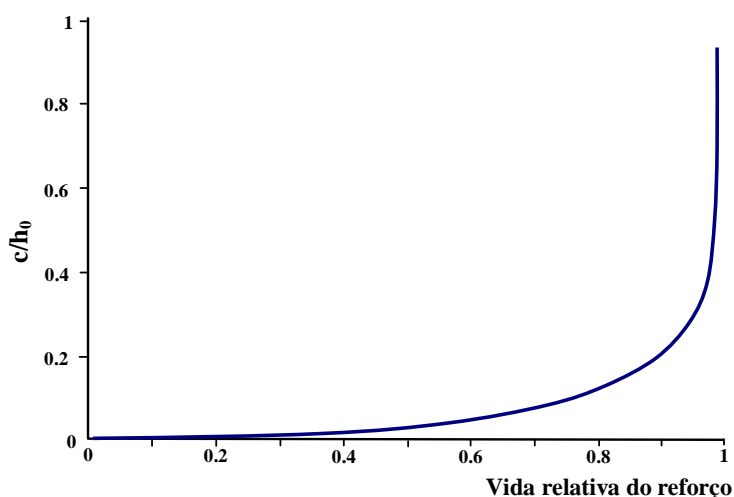


Figura 3.7 – Tipo de progressão duma fenda devido ao efeito do tráfego (de Bondt *et al.*, 1995)

Na Figura 3.7 a progressão de uma fenda é expressa através da razão entre o comprimento da fenda,  $c$ , e a espessura do reforço onde ocorre o fendilhamento,  $h_0$ , cuja evolução é apresentada em função da vida relativa do reforço ( $N^\circ$  eixos/ $N^\circ$  eixos total previsto). A forma deste tipo de curvas depende de um determinado número de factores tais como o tipo de estrutura e as características dos materiais.

O efeito da acção das variações de temperatura na progressão do fendilhamento caracteriza-se de forma diferente, verificando-se uma evolução rápida na fase inicial da vida do pavimento, para se tornar mais lenta na sua fase final, conforme se apresenta na Figura 3.8. Nesta figura apresenta-se uma relação típica representativa do resultado do mesmo estudo computacional.

Assumindo-se que o processo de fendilhamento induzido pelo tráfego domina durante o dia e que o processo de fendilhamento induzido pela temperatura predomina durante a noite, o comportamento global do fendilhamento pode ser representado pela combinação dos

comportamentos representados pelas curvas das Figuras 3.7 e 3.8, conforme foi observado *in situ* por de Bondt *et al.* (1995).

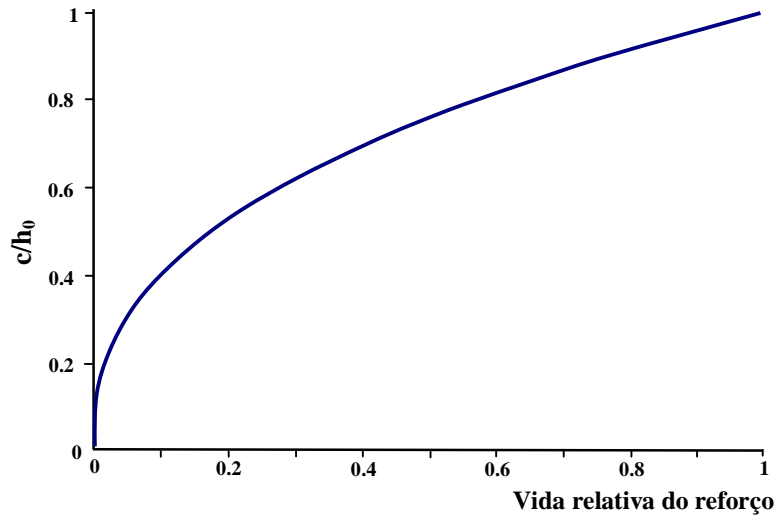


Figura 3.8 – Tipo de progressão de uma fenda devido aos ciclos diários de temperatura (de Bondt *et al.*, 1995)

Na Figura 3.9 apresenta-se uma combinação desses efeitos para diversas vias de tráfego, de acordo com o observado por de Bondt *et al.* (1995). A progressão do fendilhamento devido ao efeito combinado do tráfego e das variações de temperatura deve ser considerado sempre que são avaliadas diversas alternativas de estratégias de conservação de pavimentos baseadas em reforços de pavimentos.

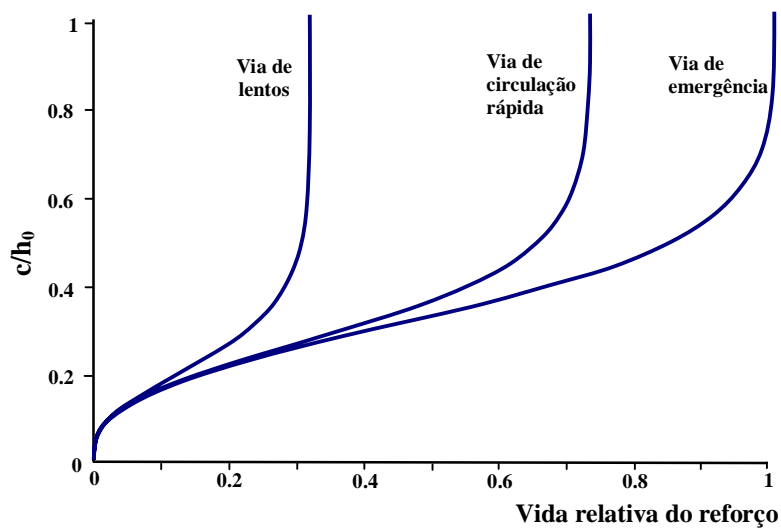


Figura 3.9 – Tipo de progressão de uma fenda devido efeito conjunto do tráfego e das variações de temperatura, discriminada para diversos tipos de vias (de Bondt *et al.*, 1995)

### 3.3. Metodologias utilizadas na modelação da reflexão de fendas

Uma avaliação da influência de determinada solicitação na ocorrência da reflexão de fendas requer o estabelecimento de uma abordagem da sua modelação teórica. Neste sub-capítulo apresentam-se as principais abordagens correntemente utilizadas para este efeito, apresentando-se ainda a metodologia adoptada no presente estudo.

#### 3.3.1. Abordagem clássica

Para cada uma das fases de iniciação e desenvolvimento de uma fenda no interior da estrutura de um pavimento são normalmente aplicadas leis de comportamento, conforme o tipo de estrutura e as condições de carregamento aplicadas. Para a descrição da propagação das fendas em reforços de pavimentos constituídos por materiais betuminosos, a lei de fadiga e a lei de propagação de fendas são as que melhor se adequam (Francken *et al.*, 1997).

Normalmente para a avaliação da fase de iniciação de uma fenda no reforço, o tempo de vida previsto do reforço é determinado por cálculo da extensão de tracção na base da camada de reforço e, subsequentemente, fazendo uso de uma lei de fadiga. A lei que permite realizar uma estimativa do número de eixos,  $N$ , necessários para iniciar uma fenda, como resultado da aplicação repetitiva das cargas do tráfego, pode ser dada por uma expressão do tipo (Francken *et al.*, 1997):

$$N = \left( \frac{H}{\varepsilon} \right)^m \quad (3.1)$$

onde:  $N$  = número de eixos;

$H, m$  = parâmetros determinados experimentalmente por ensaios de flexão repetitivos;

$\varepsilon$  = nível de extensão aplicado.

Para a fase de propagação do fendilhamento através do reforço é realizada uma abordagem teórica, tradicional, que se baseia na utilização de conceitos da mecânica da fractura. É geralmente aceite que a progressão de uma fenda pode ser representada através do uso da expressão de Paris & Erdogan (1963):

$$\frac{dc}{dN} = A K^n \quad (3.2)$$

onde:  $c$  = comprimento da fenda;

$\frac{dc}{dN}$  = aumento do comprimento da fenda,  $c$ , por ciclo de carga,  $N$ ;

$K$  = factor de intensidade de tensão, que representa as condições de tensão na frente da fenda;

$A, n$  = constantes do material.

Para condições normais de carregamento do tráfego, os valores de  $n$  variam numa gama compreendida entre 4 e 5.5 (Molenaar & Potter, 1997). Para condições de fendilhamento por indução térmica, os valores de  $n$  variam numa gama compreendida entre 2 e 3. O parâmetro  $A$  pode ser determinado através da relação (Jacobs, 1995):

$$\text{Log } A = -2.36 - 1.14n \quad (3.3)$$

Para se limitar a propagação duma fenda os valores de  $K$ ,  $A$  e  $n$  devem apresentar valores que sejam o mais baixo possível. O factor de intensidade de tensão,  $K$ , que comanda a progressão da fenda, não depende apenas da intensidade da solicitação, mas também do comprimento da fenda, da transferência de carga entre faces da fenda e das características de rigidez do pavimento existente e da camada de reforço.

A influência destas características do pavimento no valor de  $K$  pode ser definida como “potencial de fendilhamento do pavimento”. Normalmente, para se avaliar o valor de  $K$  recorre-se à utilização da metodologia dos elementos finitos. O valor do factor de intensidade de tensão associado à acção do tráfego pode ser expresso pela relação (generalizada) seguinte:

$$K_{TR} = k_{tr} \times f(q, e, d, E_s, E_i, E) \quad (3.4)$$

onde:  $K_{tr}$  = factor de intensidade de tensão associado ao tráfego;

$k_{tr}$  = factor de intensidade de tensão, adimensional, dependente da razão  $c/h$ , da capacidade de transferência de carga na fenda e do tipo de esforços que são gerados: flexão ou corte;

$q$  = valor da carga representativa da acção do tráfego;

$e$  = espessura do reforço;

$d$  = definição geométrica da carga;

$E_s$  = módulo de rigidez da fundação;

$E_i$  = módulo de rigidez das camadas do pavimento existente;

$E$  = módulo de rigidez da camada de reforço do pavimento.

Lytton (1989) desenvolveu estudos de avaliação da dependência de  $k_{tr}$  dos outros parâmetros mencionados. Na Figura 3.10 apresenta-se uma possível evolução dos dois tipos de factores de intensidade de tensão (de flexão e de corte) com a razão  $c/h$  e com a capacidade de transferência de carga na fenda. Da análise desta figura concluiu-se que a acção de corte no reforço, resultante da actuação do tráfego, é a principal responsável pela propagação do fendilhamento.

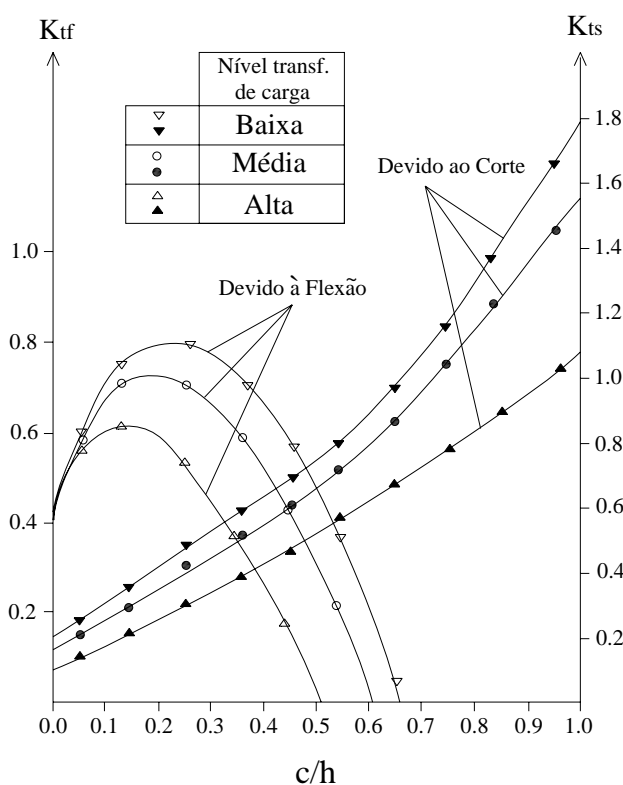


Figura 3.10 – Evolução de  $k_{tr}$  com  $c/h$  e com a capacidade de transferência da carga na fenda (Lytton, 1989)

O factor de intensidade de tensão na frente da fenda devido à acção das variações de temperatura pode ser expresso pela relação (generalizada) seguinte:

$$K_T = k_t \times f(\alpha, s, d, E, \Delta T) \quad (3.5)$$

onde :  $K_T$  = factor de intensidade de tensão devido às variações de temperatura;

$k_t$  = factor de intensidade de tensão, adimensional, resultante de uma acção térmica;

$\alpha$  = coeficiente de retracção térmica;

$s$  = largura da fenda;

$d$  = definição geométrica da carga;

$E$  = módulo de rigidez;

$\Delta T$  = variação de temperatura nas camadas.

A Figura 3.11 representa a evolução do factor de intensidade de tensão,  $K_t$ , ou seja, associado à flexão (tracção), em função da razão  $c/h$ . Verifica-se que o fenómeno de tracção/flexão é o principal responsável pela propagação do fendilhamento resultante do carregamento térmico. Neste caso é desprezável a capacidade de transferência de carga entre as faces da fenda, uma vez que o efeito das variações de temperatura se reflecte numa abertura da fenda, resultante dos esforços predominantes na zona da fenda serem de tracção.

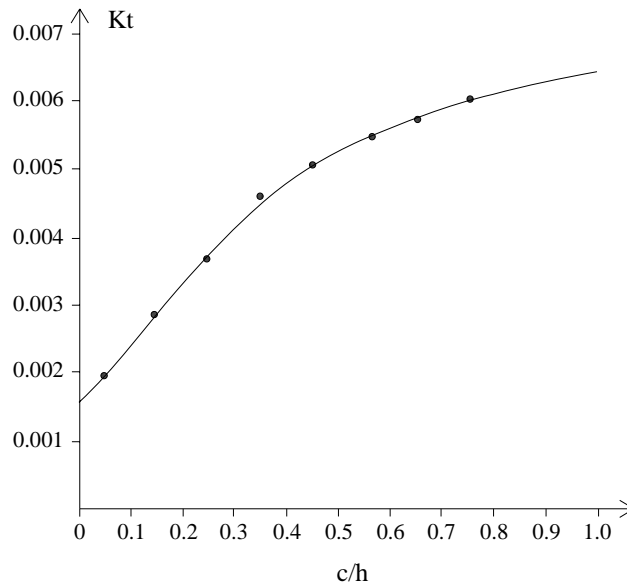


Figura 3.11 – Evolução de  $K_t$  com  $c/h$  para o caso de carregamento térmico (Lytton, 1989)

Desta análise, sobressai a importância de se tomar em devida consideração o efeito das variações de temperatura, no fenómeno da reflexão de fendas. Considera-se importante a combinação dos efeitos do tráfego e das variações de temperatura na avaliação daquele fenómeno, pelo facto de se poder deduzir que a acção das variações de temperatura tende a aumentar a largura de fenda reduzindo, ou eliminando, o efeito de transferência de carga. A ausência a transferência de carga conduz ao agravamento dos factores de intensidade de tensão associados à acção do tráfego.

No caso de fendilhamento transversal com grande espaçamento, as variações de temperatura provocam abertura das fendas, reduzindo desta forma o efeito e transferência de carga. Este

efeito conduz a um aumento dos factores de intensidade de tensão na fenda devido ao carregamento do tráfego.

Embora, no presente estudo, o efeito da transferência de carga não tenha influência na avaliação dos estados de tensão de origem térmica, ao combinarem-se os dois tipos de carregamento, interessa realizar algumas reflexões teóricas sobre esta matéria, conducentes à justificação das assumpções que se adoptam para o caso do carregamento devido ao tráfego.

### **3.3.2. Influência da transferência de carga entre faces numa fenda na reflexão de fendas**

Em estudos experimentais realizados por de Bondt & Steenvoorden (1995) e Molenaar (2003) sobre a avaliação da capacidade de transferência de carga entre faces de uma fenda observou-se que, quando um dos lados da fenda sofre determinada deformação, esta transmite-se ao outro lado da fenda, transferindo-se assim uma determinada quantidade de carga entre lados da fenda.

Uma forma efectiva de determinar a quantidade de transferência de carga entre faces da fenda consiste na medição dos deslocamentos, em ambos os bordos das fendas, resultantes da aplicação dum carga com um deflectómetro de impacto, (FWD), num dos lados da fenda. Considera-se que o FWD apresenta significativas vantagens na avaliação da transferência de carga relativamente a outros equipamentos de avaliação da deflexão (de Bondt & Steenvoorden, 1995).

A avaliação da quantidade de transferência de carga pela fenda é realizada através da medição dos resultados dos impactos do FWD em vários pontos da superfície do pavimento, localizados de um lado da fenda, conforme se exemplifica na Figura 3.12.

Com a aplicação do deflectómetro de impacto em várias posições, localizadas de um dos lados da fenda, são obtidas diversas leituras da deflexão para as várias posições dos sensores, representadas na Figura 3.12, obtendo-se um gráfico do tipo do que se apresenta na Figura 3.13, neste caso para uma medição realizada no Verão. Na Figura 3.14 é apresentado um gráfico análogo, mas contendo as deflexões para as mesmas posições de carga para um caso de uma medição de Inverno. A análise destas Figuras permite avaliar a influência significativa da temperatura nas deflexões medidas em ambos os lados da fenda, podendo constatar-se o efeito do aumento da abertura de fenda no Inverno, verificando-se uma grande variação de deflexão entre faces da fenda e, portanto, uma menor transferência de carga para este caso.

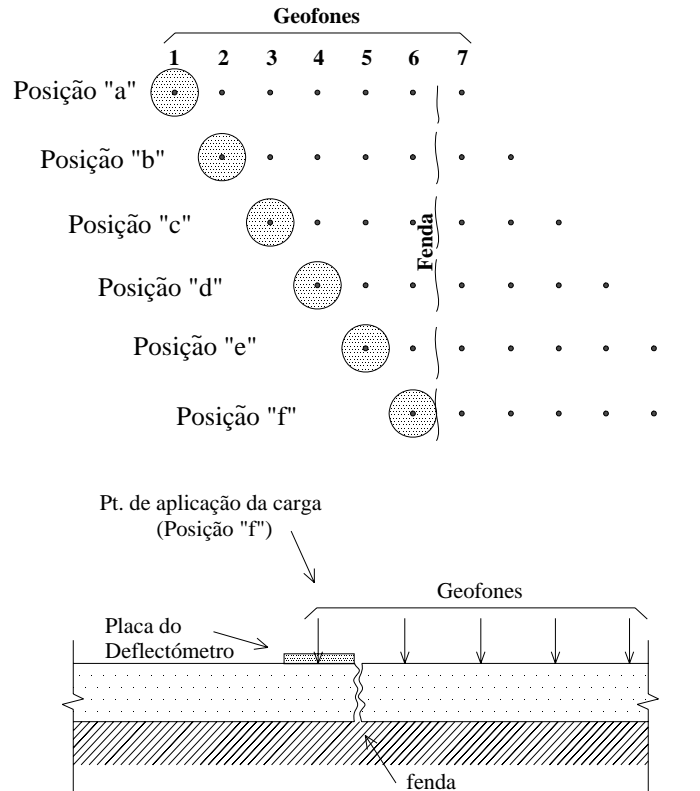


Figura 3.12 – Exemplo de localização da carga dum FWD, e geofones para avaliação da transferência de carga nas fendas (de Bondt & Steenvoorden, 1995)

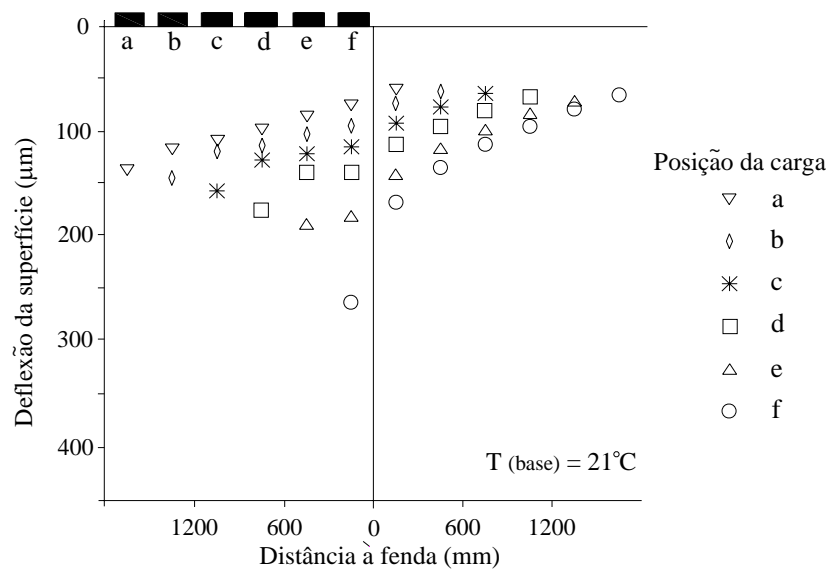


Figura 3.13 – Deflexão típica da superfície do pavimento, no Verão, junto a uma determinada fenda (de Bondt & Steenvoorden, 1995)

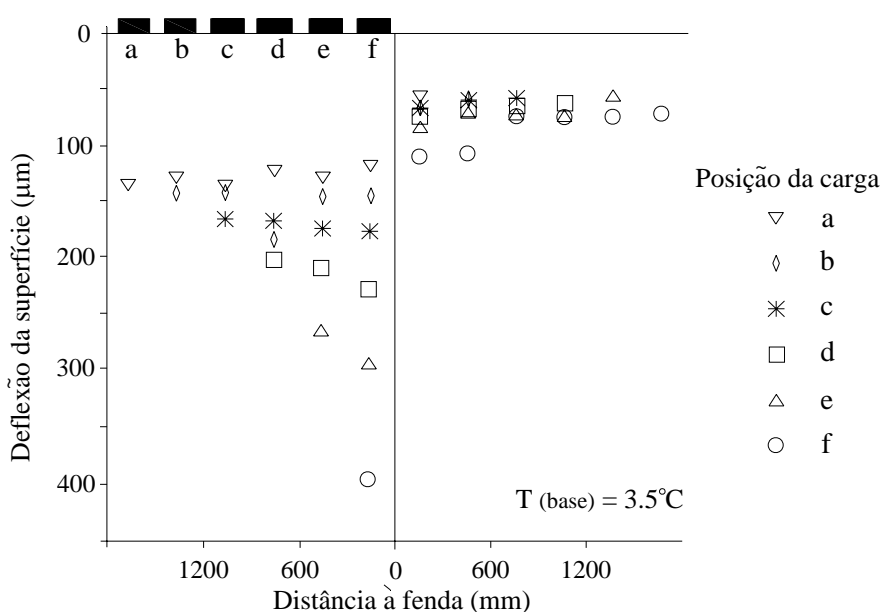


Figura 3.14 – Deflexão típica da superfície do pavimento, no Inverno, junto a uma determinada fenda (de Bondt & Steenvoorden, 1995)

Considerando as medições das deflexões resultantes da aplicação da carga na posição “f” constata-se que a máxima deflexão no Inverno atinge valores cerca de 1.5 vezes superiores aos valores de Verão, devido ao aumento da largura da fenda no Inverno e conseqüente redução de transferência de carga. As medições referentes ao Inverno indicam existir, neste período, condições de bordos livres da fenda.

Comparando as medições Verão/Inverno constata-se que os valores da deflexão correspondentes ao carregamento em “f” constituem toda a informação necessária à avaliação da transferência de carga na fenda. Por sua vez, as medições correspondentes ao carregamento em e apontam para que estas possam servir para indicação das possíveis condições de bordos livres da fenda.

Em condições de Inverno, na zona do reforço acima da fenda desenvolvem-se as condições de carregamento mais desfavoráveis, ocorrendo elevados estados de tensão/extensão. Nestas condições ocorre a combinação de tensões de tracção, resultantes da retracção térmica, com tensões de corte e de flexão originadas pelo carregamento do tráfego, neste período mais gravosas devido à reduzida transmissão de carga na fenda originada pelo aumento da sua largura.

Na prática, a avaliação da transferência de carga de uma fenda pode ser obtida com base no uso das deflexões nos dois pontos mais próximos da fenda, de um lado e do outro, espaçados de

300 mm, conforme indicado na Figura 3.15. Usando a deflexão no ponto mais próximo da fenda, do lado do carregamento,  $d_L$ , e a do ponto mais próximo da fenda do lado não carregado,  $d_U$ , a avaliação da transferência de carga, expressa através do coeficiente  $LT$ , pode ser realizada através da expressão:

$$LT = d_U / d_L \quad (3.6)$$

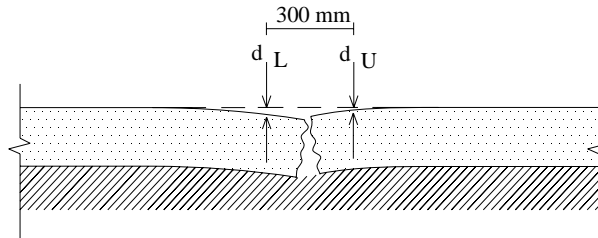


Figura 3.15 – Representação gráfica de  $d_L$  e de  $d_U$  (de Bondt & Steenvoorden, 1995)

Para uma avaliação da eficiência da transferência de carga pode ser seguido um de dois processos:

- utilização da Tabela 3.1;
- aplicação do coeficiente  $LT$  numa análise baseada na metodologia dos elementos finitos.

Tabela 3.1 – Eficiência de transferência de carga (de Bondt & Steenvoorden, 1995)

Valor de $LT$	Eficiência
$> 0.9$	Transferência de carga BOA
$> 0.5$	Transferência de carga SATISFATÓRIA
$< 0.5$	Transferência de carga MÁ

Face ao exposto, interessa fixar valores de largura de fenda a partir dos quais não exista transferência de carga, conduzindo assim à situação mais desfavorável em termos de reflexão de fendas. de Bondt *et al.* (1996) obteve os resultados apresentados na Figura 3.16, referentes a uma avaliação da transferência de carga em fendas transversais, realizada a várias temperaturas. A figura indica claramente a influência significativa da temperatura na deflexão medida em ambos os lados da fenda. Do mesmo estudo resultou a Figura 3.17 que relaciona a abertura de fenda e o coeficiente de transferência de carga,  $LT$ , com os valores da temperatura. Observa-se que a largura da fenda diminui com o aumento da temperatura. Pode também constatar-se que o cociente  $d_U/d_L$  é influenciado pela largura (abertura) da fenda.

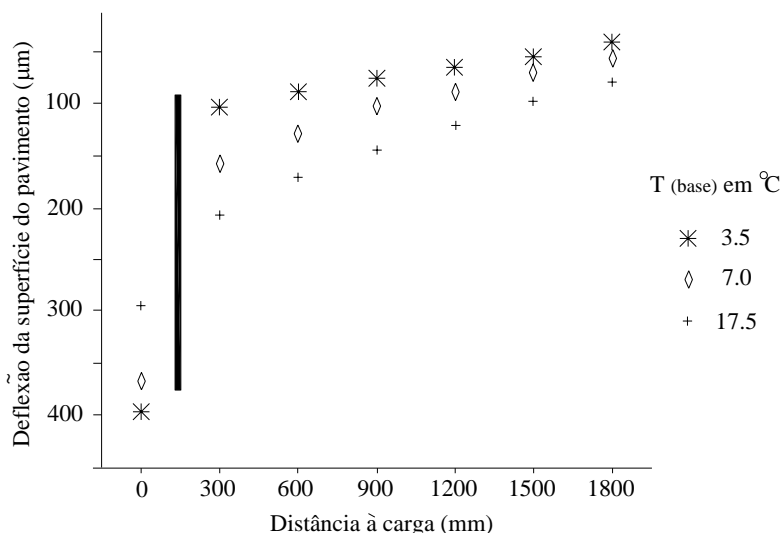


Figura 3.16 – Perfil de variação da deflexão com a temperatura e com a distância à carga

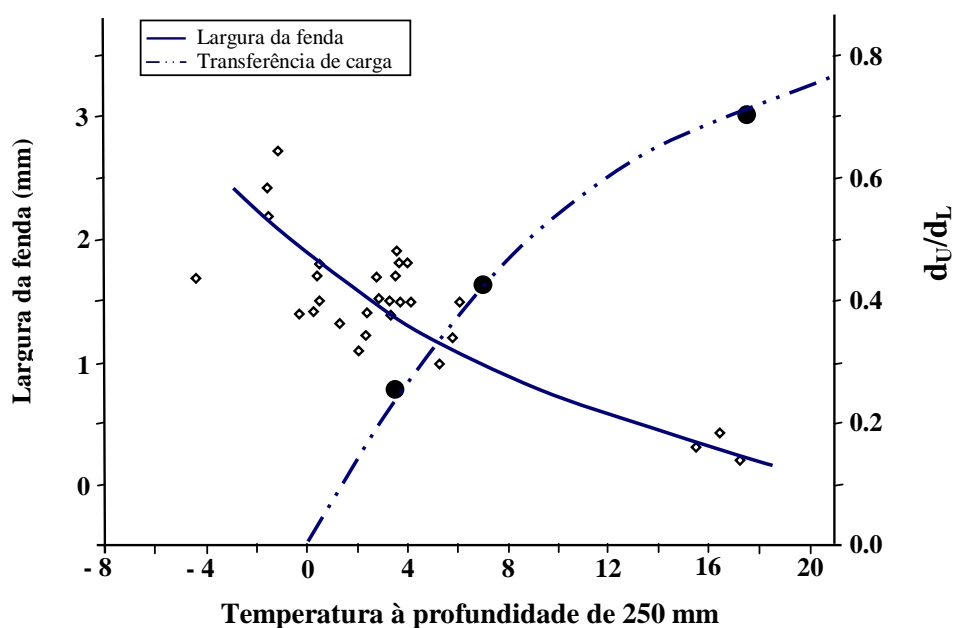


Figura 3.17 – Relação entre a largura da fenda e a transferência de carga com a temperatura

Da observação da Figura 3.17 pode extrair-se algumas orientações de carácter prático. Assim, a transferência de carga entre faces de fenda torna-se ineficiente a partir de larguras de fenda superiores a 2 mm. Este tipo de relações (largura de fenda - transferência de cargas - temperaturas) é muito importante quando se pretende estudar a largura de fenda que pode influenciar o desempenho de um reforço de pavimento. Para além disso, a Figura 3.17 indica ser preferível medir a deflexão num período frio do ano, para que se consiga realizar uma avaliação adequada da quantidade de transferência de cargas que ainda se pode esperar nesse local.

### 3.3.3. Abordagem baseada na actividade de fendas

Na continuidade da avaliação da transferência de carga através de uma fenda considera-se igualmente importante a avaliação do comportamento de uma fenda, em termos de movimentos dos seus bordos, em resultado da aplicação das principais solicitações a que está sujeito um reforço de pavimento.

Um reforço colocado sobre um pavimento fendilhado fica sujeito à reflexão de fendas devido à existência de um potencial de fendilhamento. Este potencial de fendilhamento é caracterizado através da avaliação da actividade de fendas resultante da acção das cargas do tráfego e da acção das variações de temperatura. A actividade de fendas (vertical e horizontal) é definida como a amplitude dos movimentos verticais e horizontais induzidos nos dois bordos de uma fenda, provocados pela acção do tráfego e das variações de temperatura e constitui o principal mecanismo de indução do estado de tensão no reforço de pavimento que conduz à reflexão de fendas.

Uma das maiores insuficiências nas abordagens actuais à escolha de alternativas de reabilitação de pavimentos é a reduzida representatividade das condições em serviço, tais como o tamanho, a intensidade e a configuração das fendas existentes. A consideração das condições de serviço é importante para uma avaliação do dano acumulado, essencial para uma previsão realista do desempenho das estratégias de reabilitação (Martin-Pérez & Mohamed, 2000).

O conhecimento da actividade das fendas, resultante das cargas do tráfego, pode constituir a base para o desenvolvimento de modelos representativos do comportamento dos pavimentos fendilhados, tal como se pode constatar na metodologia proposta por Sousa *et al.* (2002).

A medição da actividade de fendas em pavimentos é normalmente avaliada com base no uso de equipamentos de medição contínua de actividade de fendas (Crack Activity Meter - CAM), do tipo do desenvolvido por Rust (1987), e que apresentam o aspecto do apresentado na Figura 3.18 a). Com este equipamento são medidos os deslocamentos verticais e horizontais resultantes da passagem de um rodado calibrado, cuja representação se apresenta na Figura 3.18 b). Estes resultados podem ser usados, conjuntamente com a metodologia dos elementos finitos, para avaliação da eficiência da transferência de carga nas fendas.

Pais (1999) apresenta resultados de estudos realizados sobre a medição da actividade de fendas em diversas secções teste, com características geométricas e mecânicas diferenciadas entre elas,

distribuídas por toda a rede rodoviária nacional, constituídas por pavimentos fendilhados. A actividade de fendas observada nestas secções foi correlacionada com a estrutura e características mecânicas dos pavimentos observados.

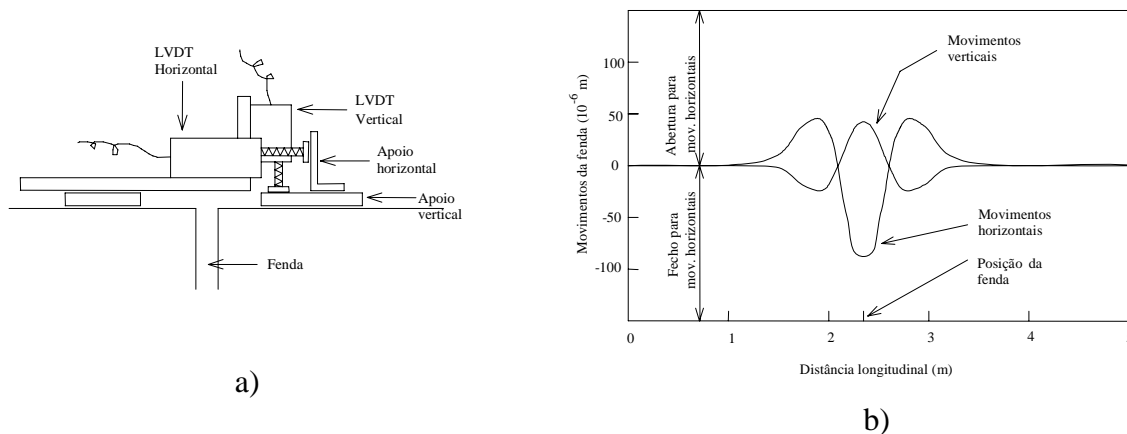


Figura 3.18 – Actividade de fendas: a) CAM; b) diagrama de actividade de fendas (Pais, 1999)

Em Sousa *et al.* (2002) é apresentado um modelo estatístico para avaliação da actividade das fendas antes do reforço, derivado de análises mecânicas exclusivamente baseadas no uso da metodologia dos elementos finitos, para previsão da actividade das fendas antes da aplicação do reforço (Equação 3.7).

$$Act = a \times \log(Tbet) + b \times \log(Tgra) + c \times \log(Mbet) + d \times \log(Mgra) + e \times \log(Msub) + f \quad (3.7)$$

onde:  $Act$  = actividade vertical da fenda antes do reforço ( $10^{-6}$  m);

$Tbet$  = espessura da camada betuminosa fendilhada (m);

$Tgra$  = espessura da camada granular (m);

$Mbet$  = módulo de rigidez da camada betuminosa fendilhada (MPa);

$Mgra$  = módulo de rigidez da camada granular (MPa);

$Msub$  = módulo de rigidez da fundação (MPa);

Constantes:  $a=11.773$ ;  $b=-21.388$ ;  $c=-52.893$ ;  $d=-94.619$ ;  $e=16.418$ ;  $f=1181.7$  ( $R^2=0.92$ ).

Usando módulos de rigidez, obtidos por retro-análise de pavimentos localizados em diversas secções nos estados da Califórnia e do Arizona, o modelo apresentado foi calibrado, conduzindo aos resultados apresentados na Figura 3.19, da qual se pode concluir que a actividade de fendas antes do reforço pode ser, de facto, estimada usando o modelo estatístico sugerido.

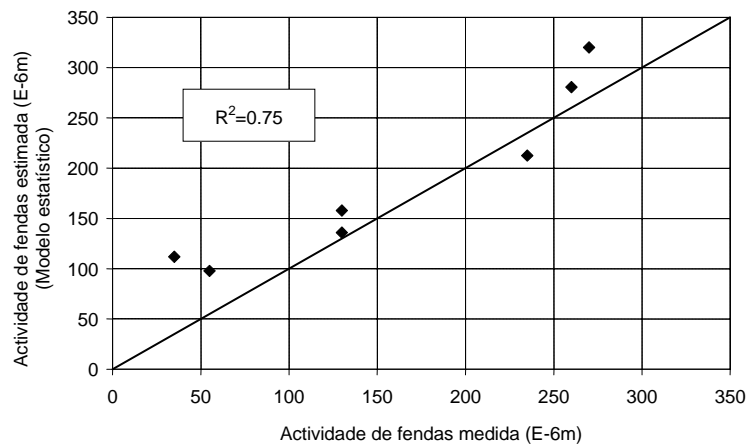


Figura 3.19 – Actividade de fendas medida e estimada pelo modelo de Sousa *et al.* (2002)

A obtenção da actividade das fendas após reforço deve ser baseada na aplicação de um modelo de elementos finitos, em função das características do reforço e do pavimento existente, baseado na actividade de fendas observada nos pavimentos antes do reforço e nas propriedades dos materiais do reforço e do pavimento existente. A actividade vertical de fendas após reforço pode ser correlacionada com a actividade vertical das fendas antes do reforço através da seguinte expressão (Pais, 1999):

$$AV = (a \times \ln(h_r) + b \times \ln(E_r) + c \times \ln(af) + d) \times (e \times AV^-) + f \quad (3.8)$$

onde:  $AV$  = actividade vertical da fenda após reforço ( $10^{-6}$  m);

$h_r$  = espessura da camada betuminosa de reforço (m);

$E_r$  = módulo de rigidez da camada de reforço (MPa);

$af$  = abertura da fenda (mm);

$AV^-$  = actividade da fenda antes de reforço ( $10^{-6}$  m);

$a, b, c, d, e, f$  = coeficientes estatísticos dados pela Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Coeficientes estatísticos para a actividade de fendas após reforço (Pais, 1999)

Tipo de fenda	$AV^-$	$a$	$b$	$c$	$d$	$e$	$f$	$R^2$
Transversais	<128	-0.694	-2.588	0.2911	22.694	0.642	-3.595	0.8519
	>128	-2.662	-7.496	2.4637	67.578	0.452	-19.98	0.9649
Longitudinais	<91	-0.974	-2.668	0.3924	22.394	0.439	-1.293	0.4999
	>91	-0.951	-3.148	0.5609	25.975	1.155	-1.992	0.9271

A avaliação da actividade de fendas após reforço, sob o ponto de vista da sua inclusão em metodologias de concepção, pode ser realizada por adopção de uma de duas abordagens:

- avaliação dos movimentos dos bordos das fendas após reforço por avaliação teórica, recorrendo a modelos numéricos;
- avaliação teórica do efeito dos movimentos dos bordos das fendas, concretamente através da avaliação de estados de tensão e de extensão associados a esses movimentos.

O segundo tipo de abordagem foi o utilizado por Sousa *et al.* (2002) no desenvolvimento de uma metodologia de concepção de reforços de pavimento que se apresenta seguidamente.

### **3.4. Metodologias mecanicistas para modelação da reflexão de fendas**

As metodologias de concepção de reforços de pavimentos que não considerem directamente o fenómeno da reflexão de fendas não são indicadas para a concepção deste tipo de camadas de pavimento. O uso de conceitos de fadiga por flexão na maioria das metodologias de concepção de reforços não conduz à melhor abordagem do fenómeno de reflexão de fendas. Para que uma metodologia de concepção de reforços seja eficaz, é necessário que o fendilhamento existente e o seu potencial de reflexão (actividade de fendas) sob a acção do tráfego e acção térmica sejam considerados durante o procedimento de análise estrutural.

A previsão da vida de um reforço é uma das tarefas mais difíceis da engenharia rodoviária colocando-se, cada vez mais, o desafio de conceber reforços com eficiência, aplicando adequadamente os materiais de pavimentação, bem como procurando novas soluções que conduzam a respostas eficientes. O sucesso de soluções inovadoras depende da escolha correcta de todas as componentes do reforço, sua combinação e sua implementação, em função das condições de carregamento a que este vai estar exposto durante o seu período de vida.

Um aspecto comum às diversas metodologias de concepção de reforços reside no facto de se basearem em técnicas computacionais para determinação da distribuição de tensões e extensões na estrutura do pavimento. Para além disso usam um conjunto de leis de degradação física, que descrevem o comportamento da estrutura e a sua evolução sob condições de serviço.

Devido ao facto de a reflexão de fendas ser um fenómeno com uma progressão associada à natureza cíclica das cargas, a resistência das misturas betuminosas à reflexão de fendas deve ser

avaliada usando ensaios laboratoriais dinâmicos, com tensões ou extensões controladas, representando adequadamente as acções a que o reforço está submetido. Desta forma, numa metodologia de concepção de reforços, a resistência à reflexão de fendas de uma mistura betuminosa pode ser expressa como uma “vida à fadiga por reflexão de fendas”.

O uso de conceitos da mecânica da fractura tem sido uma abordagem normalmente bem aceite, sendo a adoptada por uma grande número de investigadores. No entanto, este tipo de abordagem não tem sido largamente adoptado na concepção de pavimentos.

### **3.4.1. Metodologias para estudo da reflexão de fendas**

Segundo Francken *et al.* (1997) uma visão geral sobre as metodologias de concepção orientadas para a reflexão de fendas conduz à sua classificação da seguinte forma:

- metodologia considerando multicamadas e baseada na elasticidade linear;
- metodologia resultante da particularização dos modelos multicamada;
- metodologia baseada na adopção de equações de equilíbrio;
- metodologia empírico-mecanicistas de concepção de reforços;
- metodologia baseada na metodologia dos elementos finitos combinada com a mecânica da fractura;
- metodologia baseada na teoria da substituição da fenda por uma zona enfraquecida.

#### ***Modelos multicamada baseado na elasticidade linear***

Os modelos multi-camada são baseados na teoria da mecânica do meio contínuo, não considerando descontinuidades físicas que possam existir nos pavimentos, como o fendilhamento. Trata-se de um modelo muito utilizado, em que a análise de tensões é baseada na teoria da elasticidade linear generalizada de Burmister (Francken *et al.*, 1997) (Burmister, 1943).

A aplicação deste tipo de metodologia baseia-se na assumption de que a estrutura do pavimento é contínua em todas as suas camadas, apresentando estas as seguintes propriedades: geometria axi-simétrica, integra materiais homogéneos, isotrópicos e elástico lineares, apresenta extensão infinita no plano horizontal e possibilita admitir aderência entre camadas, nula, parcial ou total.

Para dimensionamento da espessura de um reforço, esta metodologia utiliza, como critério fundamental de concepção, as leis representativas do fenómeno de fadiga. Esta metodologia tem sido utilizada com sucesso ao longo dos últimos anos como elemento base de diversos métodos de concepção estrutural, sendo igualmente incorporada em programas de software, de que são exemplo o BISAR e o ELSYM5.

Esta metodologia apresenta a limitação de não poder simular descontinuidades estruturais, tais com fendas e juntas. A consideração destas particularidades na utilização da metodologia multicamada elástico-linear tem sido tentada através da adopção de factores de correcção. Apesar de esta medida ser discutível, a utilização desta metodologia serve objectivos de pré-dimensionamento ou avaliação inicial de estado de tensão/extensão.

### ***Modelos baseados na particularização dos modelos multicamada***

Embora a metodologia multicamada, baseada na elasticidade linear, não seja a mais apropriada para tratamento de casos de degradação localizada, tal como o fendilhamento, têm sido encetadas diversas tentativas para incluir a propagação de fendas de uma forma simplificada. A abordagem proposta por Eckman (1990) considera a estrutura de um pavimento dividida num número maior possível de camadas, admissível pelo software, cada camada apresentando as propriedades iniciais da camada real do pavimento em que se inserem.

Considera-se que a primeira fenda na base das camadas betuminosas é originada devido à fadiga. Após a iniciação do fendilhamento a progressão desta fenda é simulada através da alteração, progressiva, das propriedades das camadas, partindo das camadas inferiores para as camadas superiores, com uma taxa de progressão estabelecida a partir do conhecimento da lei de Paris. Este procedimento não representa, obviamente, a modelação perfeita da complexidade do fenómeno de reflexão de fendas. A exactidão dos resultados é limitada pelas simplificações envolvidas e são muito dependentes dos dados de entrada do modelo.

### ***Modelos baseados em equações de equilíbrio***

O procedimento de concepção de reforços de pavimentos usando modelos baseados em equações de equilíbrio consiste no uso de uma abordagem mecanicista simples, em que as principais

características consideradas são os movimentos dos blocos de pavimento, nas zonas das juntas e das fendas, e os movimentos de origem térmica. A abordagem baseia-se no uso de equações de equilíbrio para estimar o estado de tensão, que é posteriormente usado para, numa abordagem do tipo fadiga, estimar o tempo de vida de um reforço. Este procedimento tem sido implementado na forma de programas informáticos e de ábacos, orientados para uma concepção prática dos reforços de pavimentos.

### ***Métodos de concepção de reforços com base empírico-mecanicista***

Numa abordagem diferente, têm sido desenvolvidos conjuntos de procedimentos de concepção de reforços aplicados em pavimentos fendilhados, de base empírico-mecanicista, considerando a reflexão de fendas, tal como é apontado em Jayawickrama & Lytton (1987). Estas metodologias baseiam-se no uso de conceitos da mecânica da fractura, considerando sistemas mecânicos do tipo viga apoiada num meio elástico.

A viga é considerada como contendo uma fenda provocada por esforços de flexão e de corte resultantes da acção de um rodado em movimento e da acção de abertura da fenda provocada pelos movimentos térmicos dos pavimentos fendilhados. O procedimento deve resultar da calibração das expressões mecanicistas com base em dados de observação *in situ* de pavimentos em serviço.

### ***Métodos baseadas no uso da metodologia dos elementos finitos***

Recentemente, o uso da metodologia dos elementos finitos para análise estrutural, com vista à concepção de pavimentos e reforços, tem sido uma alternativa muito adoptada. O sucesso desta metodologia está relacionado com a evolução da capacidade de processamento e de memória que os computadores passaram a ter nos últimos anos, no sentido de resolverem sistemas de muitas equações e com muitas incógnitas, num período reduzido de tempo.

A análise por elementos finitos tem sido usada para modelação quer do início quer da progressão de uma fenda. Para o estudo da fase de iniciação da fenda num reforço, o tempo de vida dum reforço é determinado calculando a extensão de tracção na base da camada de reforço e, subsequentemente, fazendo uso duma lei de fadiga. Para o estudo da fase de propagação da fenda

através do reforço, a análise por elementos finitos é realizada usando os princípios da mecânica da fractura (Desai, 2002) (Yonn-Ho, 1996).

### ***Teoria da substituição da fenda por uma zona enfraquecida***

Outra forma de modelar o comportamento de pavimentos fendilhados consiste em usar modelos que simulem uma fenda através da consideração duma zona constituída por uma mistura betuminosa enfraquecida. Esta consideração é admissível, uma vez que o comportamento de uma fenda num material heterogéneo, tal como a mistura betuminosa, não corresponde fielmente à representação teórica que é assumida numa abordagem baseada na mecânica da fractura. Para além disso, a morfologia da fenda pode variar largamente de mistura para mistura, dependendo da granulometria do agregado, do mecanismo que gera a fenda e da temperatura a que ocorre a fractura.

Para considerar a natureza tridimensional da zona degradada, esta teoria representa uma fenda efectiva como uma “banda” vertical apresentando uma largura correspondente à máxima dimensão do agregado, à qual é atribuído um módulo baixo. O tipo de estrutura resultante pode ser modelada quer através do uso dos elementos finitos quer através do uso das diferenças finitas. Estes tipos de abordagens conduzem a uma avaliação detalhada da distribuição de tensões e extensões numa secção de uma estrutura fendilhada contendo diferentes tipos de camadas de interface. Esta metodologia é útil para avaliação e selecção de tratamentos alternativos, mas é incapaz de descrever o mecanismo de propagação de uma fenda.

### **3.4.2. Modelo empírico-mecanicista considerando uma zona enfraquecida**

Sousa *et al.* (2002) propuseram um modelo empírico-mecanicista de concepção de reforços de pavimentos considerando a reflexão de fendas. A metodologia proposta apresenta uma validade de aplicação restrita a dois tipos de misturas betuminosas e restringe-se a condições climáticas similares às observadas no estado do Arizona, USA.

O desenvolvimento deste modelo envolveu a utilização de elementos finitos para a representação do fenómeno da reflexão de fendas e do seu efeito no reforço imediatamente acima da fenda. O modelo proposto foi calibrado com medições efectuadas *in situ*, em pavimentos fendilhados,

através de medidores de actividade de fendas e de deflectómetro de impacto, observações ocorridas em Portugal, no Arizona e na Califórnia.

Neste âmbito, os autores procederam à realização de ensaios laboratoriais orientados para a simulação dos movimentos das fendas e das tensões observadas *in situ* em amostras preparadas em laboratório, no sentido de simular as condições reais dos pavimentos. A influência das propriedades do pavimento no estado de tensão e de extensão no reforço foi estabelecida através da definição de uma extensão deviatórica, do tipo tensão de Von Mises, e designada por “Extensão de Von Mises”,  $\varepsilon_{VM}$ , de acordo com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{VM} = \sqrt{\frac{1}{2}((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2)} \quad (3.9)$$

onde:  $\varepsilon_{VM}$  = extensão de Von Mises;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  = extensões principais.

Através da aplicação de um modelo com base na metodologia dos elementos finitos foi desenvolvido um modelo estatístico para a determinação da extensão de Von Mises média nos elementos do reforço localizados acima da fenda:

$$\varepsilon_{VM} (1 \times 10^{-6}) = a \times [\text{espessura reforço (m)}]^b \quad (3.10)$$

$$a = \prod_{i=1}^6 [a_{1i} \times \ln(X_i) + a_{2i}] \quad (3.11)$$

$$b = \prod_{i=1}^6 [b_{1i} \times \ln(X_i) + b_{2i}] \quad (3.12)$$

onde a variável  $X_i$  representa as propriedades das camadas do pavimento, apresentadas na Tabela 3.3, e  $a_{ij}$  e  $b_{ij}$  representam coeficientes estatísticos, representados na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 – Variáveis associadas às propriedades dos pavimentos

i	$X_i$
1	Espessura da camada fendilhada (m)
2	Espessura da camada granular (m)
3	Módulo de rigidez da camada de reforço (MPa)
4	Módulo de rigidez da camada fendilhada (MPa)
5	Módulo de rigidez da camada granular (MPa)
6	Módulo de rigidez da fundação (MPa)

Tabela 3.4 – Coeficientes estatísticos associados ao modelo de  $\varepsilon_{VM}$  [ $R^2=0.98$ ]

i	a <sub>1i</sub>	a <sub>2i</sub>	b <sub>1i</sub>	b <sub>2i</sub>
1	-1.038E-04	-1.446E-01	7.169E-03	1.314E-01
2	2.777E-01	-4.022E+00	9.773E-05	-6.368E-01
3	-1.173E+00	1.212E+01	-4.946E-01	7.069E+00
4	1.281E+00	5.070E-01	3.923E-02	2.641E+00
5	-5.160E-01	6.964E+00	3.265E-02	-1.287E+00
6	-1.775E-01	2.385E+00	1.875E-03	-8.167E-01

Em termos de caracterização das propriedades das misturas betuminosas estas baseiam-se em ensaios de fadiga à flexão, conduzidos de acordo com a norma AASHTO TP 8-94 (Standard Test Method for Determining the Fatigue Life of Compacted HMA Subjected to Repeated Flexural Bending). Estes ensaios são realizados à temperatura de 20°C e para uma frequência de carregamento de 10 Hz, sendo conduzidos em controlo de deslocamento e sendo a vida à fadiga expressa em função da extensão de tracção. Para condições de ensaio à fadiga à flexão em quatro pontos esta extensão pode ser relacionada com a extensão de Von Mises,  $\varepsilon_{VM}$ , através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{VM} = \varepsilon_f (1 + \nu) \quad (3.13)$$

onde:  $\varepsilon_{VM}$  = extensão de Von Mises;

$\varepsilon_f$  = extensão de tracção;

$\nu$  = coeficiente de Poisson.

O método proposto apresenta o funcionamento esquematizado no diagrama de fluxos apresentado na Figura 3.20. Os procedimentos conducentes à aplicação do método consistem no cumprimento de sete fases:

- determinação dos módulos de rigidez e das espessuras das camadas do pavimento existente;
- determinação da temperatura representativa do ar;
- selecção da percentagem de fendilhamento;
- determinação de factores de correcção;
- selecção da mistura betuminosa do reforço e suas propriedades mecânicas;
- determinação do valor de projecto da extensão de Von Mises,  $\varepsilon_{VM}$ ;
- determinação da estimativa de vida útil do reforço de pavimento.

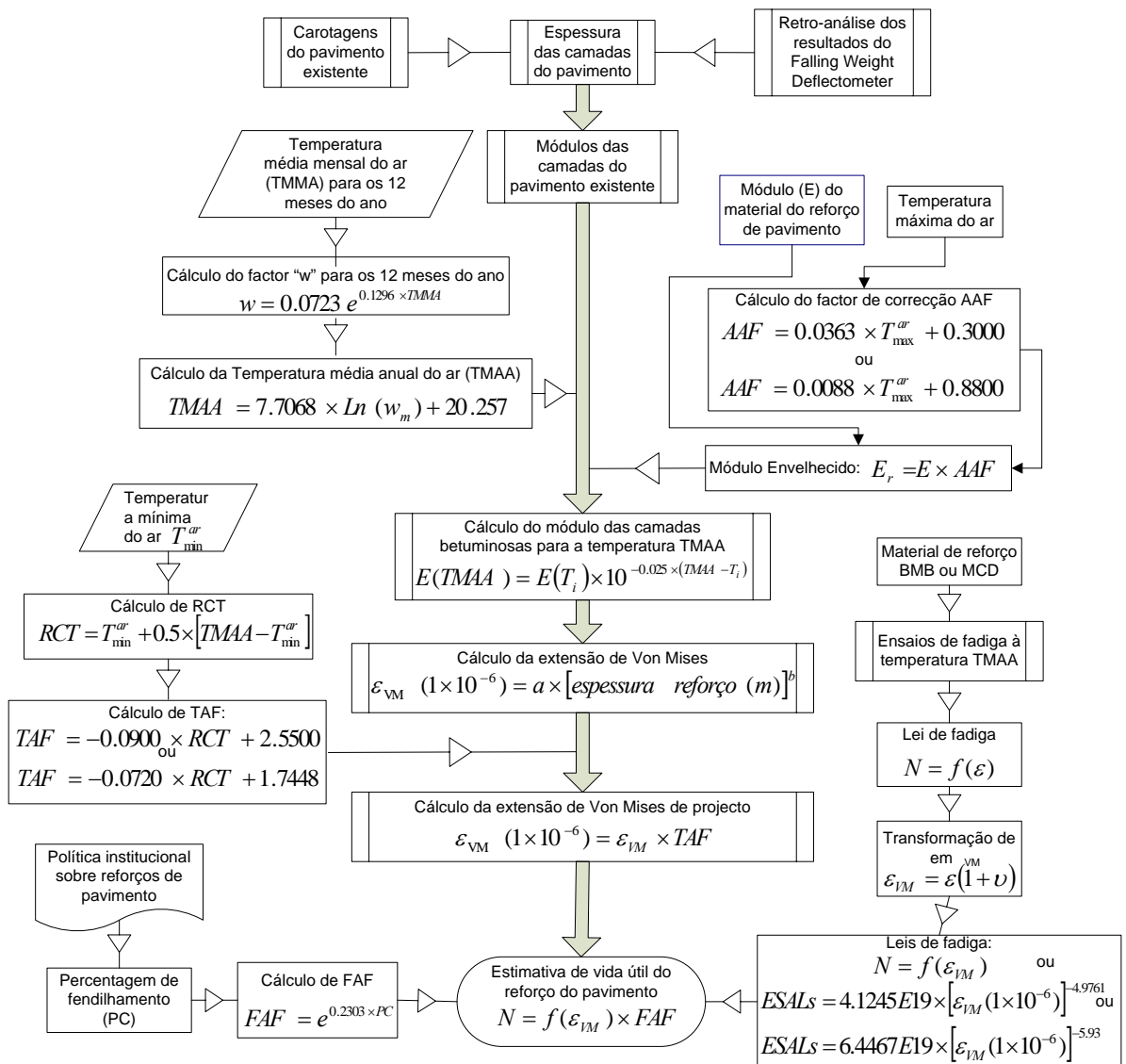


Figura 3.20 – Gráfico de fluxos representativo do método proposto por Sousa *et al.* (2002)

O primeiro procedimento do método proposto consiste na determinação do módulo de rigidez e das espessuras das camadas do pavimento existente, a partir da avaliação da deflexão obtida por FWD, ou ainda através de outras formas de estimativa de módulos. Para a aplicação do segundo procedimento devem ser determinadas as temperaturas máxima e mínima para o localização do pavimento, bem como o valor médio anual da temperatura do ar, seguindo para tal o procedimento proposto pela metodologia de concepção da Shell (Claussen *et al.*, 1977).

O procedimento seguinte envolve o conceito de percentagem de fendilhamento que se pretende para o reforço de pavimento. O valor a adoptar para a percentagem de fendilhamento deve

observar o estipulado nas metodologias usadas pelos organismos rodoviários na avaliação do fendilhamento, para efeitos de gestão da conservação rodoviária.

O método proposto prevê a aplicação de factores correctivos, obtidos da análise de uma grande quantidade de dados observados *in situ*. Os factores são usados com o objectivo de integrarem na metodologia os aspectos respeitantes ao envelhecimento das misturas betuminosas e ao efeito da evolução da temperatura no reforço do pavimento. Assim, são determinados os seguintes factores correctivos:

- factor correctivo relacionado com o envelhecimento das misturas, *AAF*;
- factor correctivo que reflecte a evolução das temperaturas nas misturas, *TAF*;
- factor correctivo para ajuste ao desempenho *in situ*, *FAF*.

O factor de correcção do envelhecimento, *AAF*, serve para incluir no método o efeito do envelhecimento do reforço em função da temperatura máxima do ar, e é determinado a partir das seguintes expressões:

$$AAF = 0.0363 \times T_{\max}^{ar} + 0.3000 \quad (3.14)$$

para as misturas betuminosas convencionais, e

$$AAF = 0.0088 \times T_{\max}^{ar} + 0.8800 \quad (3.15)$$

para misturas betuminosas com betume de borracha com granulometria descontínua e para a temperatura máxima do ar,  $T_{\max}^{ar}$ , entre 35 °C e 50 °C. As expressões do factor de correcção relativo à temperatura, *TAF*, foram desenvolvidas a partir de um conjunto de dados obtidos no Arizona Department of Transportation (ADOT), sendo propostas de acordo com o tipo de mistura betuminosa em análise. Assim, para uma mistura convencional a expressão é a seguinte:

$$TAF = -0.0900 \times RCT + 2.5500 \quad (3.16)$$

Para o caso das misturas com betume modificado com borracha a expressão é a seguinte:

$$TAF = -0.0720 \times RCT + 1.7448 \quad (3.17)$$

onde:  $RCT = T_{\min}^{ar} + 0.5 \times [TMMA - T_{\min}^{ar}]$ ;

$TMMA$  = temperatura média do ar, segundo a metodologia da Shell;

$T_{\min}^{ar}$  = temperatura máxima do ar.

O factor de ajuste de campo,  $FAF$ , é introduzido para relacionar as estimativas obtidas com base no uso do modelo de reflexão de fendas empírico-mecanicista, com o desempenho observado *in situ*. Este factor foi relacionado com a percentagem de fendilhamento,  $PC$ , e segue uma tendência expressa pela expressão seguinte:

$$FAF = e^{0.2303 \times PC} \quad (3.18)$$

O quinto procedimento envolve a selecção do módulo de rigidez da mistura betuminosa constituinte do reforço de pavimento. Pode ser seleccionado um dos dois tipos de materiais: mistura betuminosa convencional com granulometria densa ou mistura betuminosa com betume modificado com borracha com granulometria descontínua. Para estes materiais, o módulo de rigidez e a vida à fadiga são obtidos através de leis obtidas em ensaios de fadiga à flexão em 4 pontos. Podem ser considerados módulos de rigidez calculados para outros tipos de materiais, desde que seja assumido que os factores correctivos sejam idênticos aos dos materiais adoptados no método. Estabelecido o módulo de rigidez do reforço, este deve ser multiplicado pelo factor correctivo referente ao envelhecimento,  $AAF$ .

O sexto procedimento envolve a determinação do valor de cálculo da extensão de Von Mises,  $\varepsilon_{VM}$ . Com base nos módulos de rigidez e nas espessuras das camadas do pavimento, incluindo a do reforço, é calculado o valor deste parâmetro através das expressões (3.10), (3.11) e (3.12).

O procedimento final consiste na determinação do número total de eixos-padrão que pode ser aplicado ao reforço antes de ocorrer a reflexão de fendas, usando as expressões obtidas em ensaios de fadiga, ou leis de fadiga, estabelecidas em função da extensão de Von Mises. Para misturas betuminosas de granulometria descontínua com betume modificado com borracha, a expressão da qual se obtém o número acumulado de eixos-padrão,  $NAEP$ , é a seguinte:

$$NAEP = 4.1245E19 \times [\varepsilon_{VM} (1 \times 10^{-6})]^{-4.9761} \quad (3.19)$$

Para misturas betuminosas convencionais com granulometria densa a expressão da qual se obtém o número acumulado de eixos-padrão é a seguinte:

$$NAEP = 6.4467E19 \times [\varepsilon_{VM} (1 \times 10^{-6})]^{-5.93} \quad (3.20)$$

O número de eixos obtido desta forma deve ser afectado pelo factor correctivo de campo, *FAF*. O número de eixos assim obtido representa o número de eixos necessário para que o reforço atinja a percentagem de fendilhamento seleccionada.

O método aqui apresentado pode ser aplicado a qualquer tipo de mistura betuminosa desde que sejam previamente determinadas, em ensaios de fadiga, as propriedades da mistura betuminosa e as correspondentes curvas de fadiga.

### **3.5. Reflexão de fendas devido às variações de temperatura**

A ocorrência simultânea da acção do tráfego e da acção das variações de temperatura constitui uma situação de carregamento considerado crítico, em termos de mecanismo de ruína da reflexão de fendas (Chang, 1976) (Joseph, 1987). Esta situação de carregamento conduz ao efeito mais desfavorável quando o valor absoluto das temperaturas atinge os valores mais baixos. A modelação do fenómeno da reflexão de fendas sob efeito de variações de temperaturas constitui uma tarefa que se reveste de alguma complexidade, principalmente porque, para este fenómeno, contribuem determinantemente os seguintes aspectos:

- a ocorrência de grandes concentrações de tensões numa zona situada imediatamente acima da fenda, associadas a cada passagem de um rodado de um veículo nas proximidades da fenda;
- a ocorrência de decréscimos rápidos de temperatura durante os ciclos diários de arrefecimento/aquecimento, que podem atingir decréscimos da ordem dos 20 °C a 25 °C (Lukanen *et al.*, 2000). Estas ocorrências podem causar estados de tensão globais no reforço de pavimento que podem atingir valores particularmente importantes numa zona do reforço acima da fenda.

Os estados de tensão térmicos dependem fortemente da capacidade de relaxação/fluência das misturas betuminosas usadas no reforço. O efeito da ocorrência de baixas temperaturas, considerado isoladamente, pode induzir estados de tensão muito elevados, onde normalmente sobressaem tensões de tracção muitas vezes de maior valor do que as induzidas pelo estado de tensão associado à passagem de um rodado (de Bondt, 2000).

A ocorrência das variações de temperatura reflecte-se directamente nas propriedades mecânicas das misturas betuminosas, por um lado, e nas alterações volumétricas das camadas por efeito do

fenómeno da retracção, por outro lado, registando-se a influência das variações de temperatura (arrefecimentos e aquecimentos) a dois níveis:

- ao nível das propriedades do betume (envelhecimento, penetração e rigidez) constata-se que estas são sensíveis, quer aos valores absolutos da temperatura que ocorre às várias profundidades do pavimento, quer à taxa de variação da temperatura (tempo de carregamento);
- a redução da temperatura a valores muito baixos (arrefecimento) provoca a acumulação de tensões de tracção devido à retracção, de origem térmica, das camadas betuminosas dos pavimentos, que se encontram restringidos pelas suas grandes dimensões em planta e devido à sua continuidade.

Para a persecução dos objectivos do presente trabalho entende-se que o comportamento de um reforço aplicado sobre um pavimento fendilhado é influenciado pela acção das variações de temperatura associadas à acção do tráfego, conforme constatado por Minhoto *et al.* (2003).

O factor principal para a modelação do fenómeno da reflexão de fendas, sob condições de carregamento térmico e associado à aplicação das cargas do tráfego, consiste na definição e compreensão dos mecanismos que condicionam o fenómeno, e no conhecimento dos principais factores que controlam e contribuem para a ocorrência de reflexão de fendas nestas condições.

Esses mecanismos conduzem ao agravamento do estado de tensão no reforço, por intermédio da actividade das fendas, da retracção térmica e da alteração das propriedades dos materiais, os quais, por sua vez, influenciam e agravam, o processo de iniciação e propagação do fendilhamento nos reforços.

### **3.5.1. Mecanismos envolvidos na reflexão de fendas de origem térmica**

As variações diárias das condições atmosféricas (radiação, convecção e temperatura do ar) reflectem-se no estado térmico do pavimento, resultando em ciclos de temperaturas no pavimento, com idêntico período, as quais se podem reflectir até profundidades de, aproximadamente, 0.70 m a 0.80 m (Francken, 1993). As variações de temperatura a que as camadas de pavimento estão sujeitas (Figura 3.21 são dependentes das condições climáticas ambientais, da difusividade térmica das misturas betuminosas,  $\phi$  (com valores a variarem entre  $6 \times 10^{-7}$  e  $9 \times 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s) (de Bondt, 2000), e da profundidade do ponto considerado para estudo.

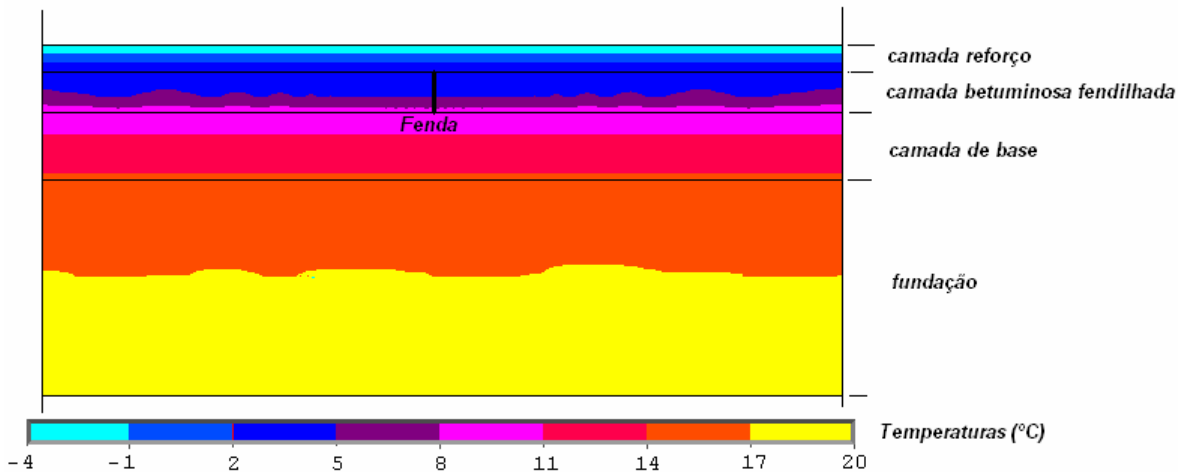


Figura 3.21 – Exemplo de um gradiente instantâneo de temperaturas

A ocorrência de variações de temperatura no domínio espacial e mecânico do pavimento conduz normalmente a variações no estado de tensão do reforço, resultantes da actuação de mecanismos que dependem da intensidade e da forma como ocorrem essas variações de temperatura. A ocorrência de estados de tensão de origem térmica é dependente do gradiente de temperaturas instantâneo inicial ( $t=0$ ), da amplitude das variações das temperaturas, a qual, por sua vez, condiciona a taxa de arrefecimento no pavimento, e das propriedades termo-mecânicas do pavimento.

O estado de tensão de origem térmica é induzido no reforço, principalmente nas zonas do reforço localizadas acima de uma fenda, através de dois mecanismos, esquematizados na Figura 3.22, que actuam simultaneamente num pavimento reforçado: i) uma retracção térmica restringida da camada de reforço e ii) a indução de tensões na camada de reforço resultante de uma acção repetitiva de abertura e fecho das fendas da camada subjacente ao reforço.

O primeiro destes mecanismos conduz ao acréscimo de tensões de tracção no reforço, predominantemente horizontais, resultantes da ocorrência de retracções térmicas associadas às variações de temperatura,  $\Delta T$ , sob condições de restrição mecânica dos deslocamentos – retracção térmica restringida da camada de reforço. Esta restrição aos deslocamentos é assumida porque se considera o carácter infinito e de continuidade das dimensões horizontais da camada de reforço, bem como a existência de atrito total (resultante de uma colagem perfeita) entre esta camada e a camada adjacente.

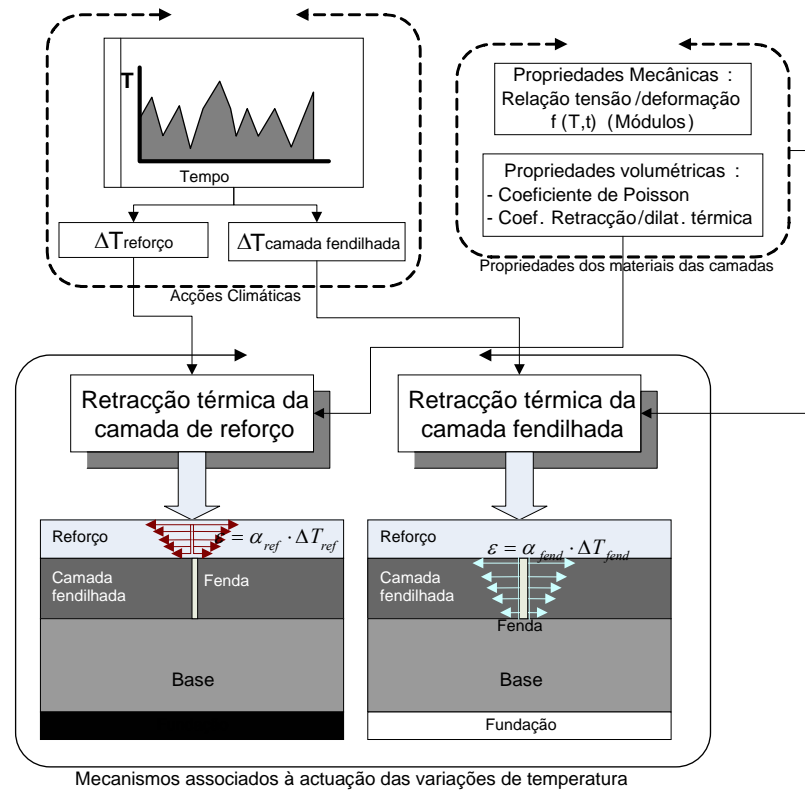


Figura 3.22 – Mecanismos de indução de tensões num reforço devido à actuação da temperatura

A avaliação da actuação deste mecanismo baseia-se na consideração duma interacção entre o efeito térmico e o efeito mecânico ocorrido nas camadas de pavimento. A relação mecânica entre estes efeitos é estabelecida impondo que a extensão total resultante, num determinado ponto, seja nula,  $\varepsilon = 0$ , cumprindo a condição de constrangimento apontada atrás. Para tal considera-se a extensão total como o somatório da extensão de origem térmica com a extensão de origem mecânica:

$$\varepsilon = \varepsilon^{mecânica} + \varepsilon^{térmica} \quad (3.21)$$

onde:  $\varepsilon$  = extensão total;

$\varepsilon^{mecânica}$  = extensão associada ao comportamento mecânico;

$\varepsilon^{térmica}$  = extensão de origem térmica resultante da relação  $\Delta T \times \alpha$ .

Para a tensão de tracção, de origem térmica na camada de reforço, resulta a seguinte expressão:

$$\sigma = E_{ref} \times \alpha_{ref} \times \Delta T / (1 - \nu_{ref}) \quad (3.22)$$

onde:  $\sigma$  = tensão de tracção;

$E_{ref}$  = rigidez da camada de reforço;

$\alpha_{ref}$  = coeficiente de dilatação/retracção térmica da mistura do reforço;

$\Delta T$  = variação de temperatura;

$\nu_{ref}$  = coeficiente de Poisson da mistura do reforço.

Na Figura 3.23 apresenta-se um campo de tensões horizontais resultantes da actuação deste tipo de mecanismo, perante uma distribuição de temperaturas do tipo da apresentada na Figura 3.21. Para um determinado estado térmico, estas tensões apresentam o seu valor máximo na superfície do pavimento, não só devido ao facto de este ser o ponto onde se dá maior decréscimo de temperatura, mas também pelo facto de o comportamento da mistura betuminosa ser dependente da taxa de arrefecimento e este ser o ponto onde ocorre o seu maior valor.

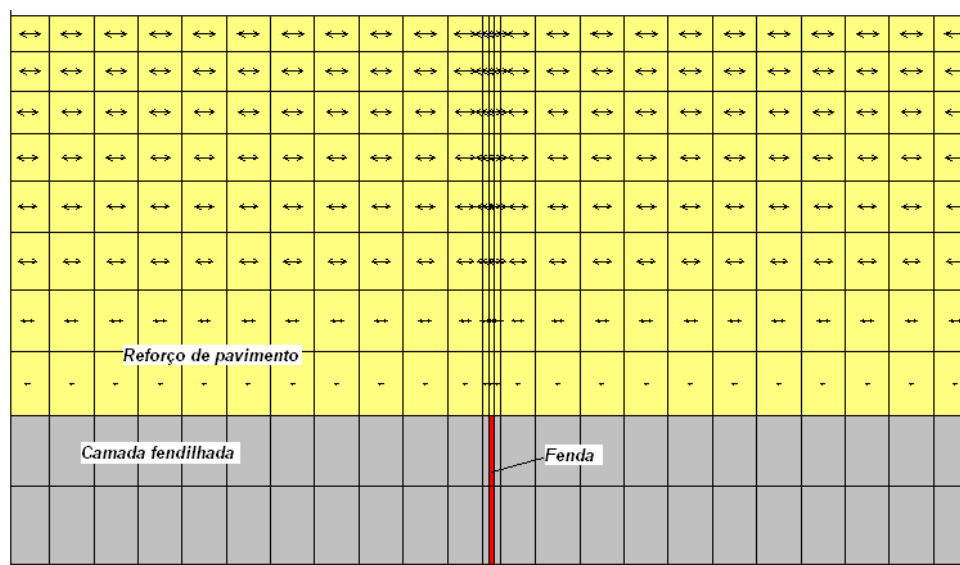


Figura 3.23 – Tensões horizontais resultantes da retracção térmica na camada de reforço

Considerando que o envelhecimento do betume se dá com maior proeminência na superfície do pavimento, pode admitir-se que o mecanismo descrito propicie a que a fenda se inicie na superfície do pavimento e se propague no sentido da base do reforço.

O mecanismo descrito não é activado por movimentação diferencial dos bordos das fendas. Como tal, não é normalmente associado exclusivamente ao fenómeno de reflexão de fendas, mas sim ao fenómeno de rotura a baixas temperaturas, que ocorre não só nos reforços de pavimentos mas também nos pavimentos novos. Trata-se de um mecanismo o qual, associado a outros, contribui para o fenómeno da reflexão de fendas, potenciando o seu agravamento.

O outro mecanismo de indução de tensões na camada de reforço está associado a uma acção repetitiva de abertura e fecho das fendas, resultante da retracção de origem térmica, do pavimento fendilhado. A ocorrência de variações de temperatura na camada fendilhada tende a induzir uma retracção livre dos blocos de pavimento (definidos entre fendas), e por consequência, ao movimento dos bordos das fendas, constringido pela reacção provocada pelo facto do reforço se encontrar colado à camada fendilhada.

Este mecanismo induz um acréscimo de estado de tensão numa zona activa da camada de reforço, localizada imediatamente acima de uma fenda, quer devido à tendência de abertura da fenda quer à transmissão de tensões tangenciais na interface entre camadas, como consequência do atrito entre elas.

O fendilhamento provocado exclusivamente pelo mecanismo de abertura de fendas é geralmente designado por “opening reflective cracking” (Tan, 2000). O termo “opening” pretende expressar o modo conducente à iniciação e propagação do fendilhamento. Na Figura 3.24 apresenta-se uma distribuição típica de tensões principais nas imediações de uma fenda resultante da actuação isolada deste mecanismo e perante a distribuição de temperaturas apresentada na Figura 3.21.

Segundo de Bondt (2000), desprezando o efeito das variações de temperatura ao longo da camada de reforço, a tensão de tracção na camada de reforço devida ao movimento de cada bloco de camada de pavimento fendilhado pode ser estabelecida através da expressão:

$$\sigma_t = \sqrt{\frac{E_{ref} \times c_{if}}{h_{ref}}} \times (\alpha_{fend} \times \Delta T_{fend} \times (L/2)) \quad (3.23)$$

onde:  $\sigma_t$  = tensão de tracção na camada de reforço;

$h_{ref}$  = espessura do reforço;

$E_{ref}$  = módulo de rigidez do reforço;

$\alpha_{fend}$  = coeficiente de retracção térmica do pavimento fendilhado;

$\Delta T_{fend}$  = variação de temperatura no pavimento fendilhado;

$c_{if}$  = parâmetro de rigidez de corte;

$L$  = distância entre fendas.

A consideração da possibilidade de deslizamento entre camadas (falta de colagem perfeita), pode constituir uma forma de evitar ou diminuir a acção deste mecanismo. Para tal podem contribuir as medidas de redução da reflexão de fendas que se baseiem na redução do atrito entre camadas.

Estas medidas apenas conduzem à redução da reflexão de fendas por redução da componente do atrito, mantendo-se a actuação da restrição devido à continuidade da camada.

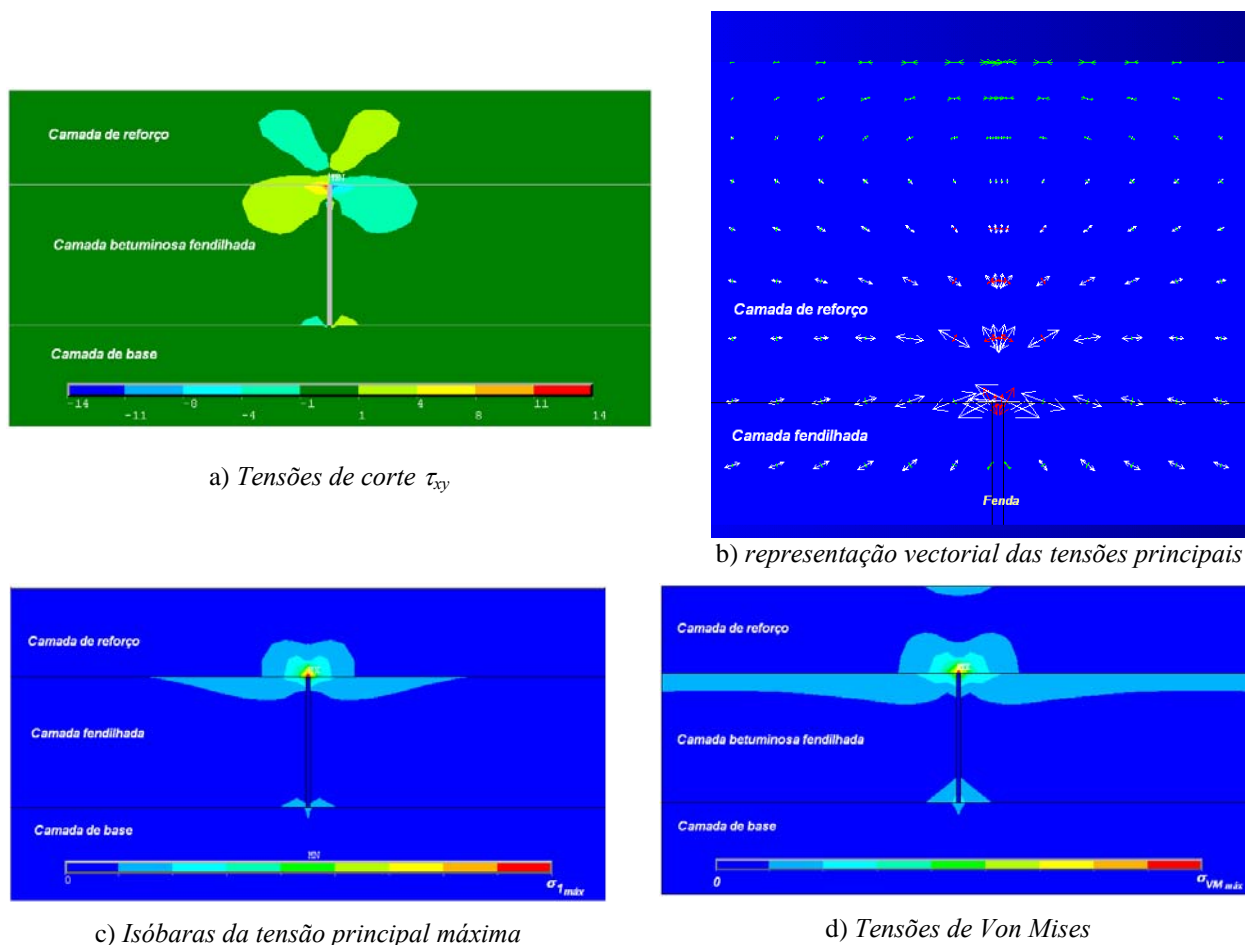


Figura 3.24 – Tensões principais resultantes da retracção térmica da camada fendilhada

A actuação conjunta destes dois mecanismos, obtida pela sobreposição dos efeitos de cada, conduz a uma resposta mecânica do pavimento à acção das variações de temperatura, a qual, na maioria dos casos, apresenta uma distribuição de tensões do tipo da que se apresenta na Figura 3.25. Da análise desta figura pode verificar-se que o reforço de pavimento é a camada que está sujeita a um maior estado de tensão, principalmente na zona imediatamente acima da fenda.

O estado de tensão de origem térmica varia ao longo do período do tempo em que ocorrem as variações de temperatura, variando também devido ao carácter viscoso das misturas betuminosas, manifestado pela sua capacidade de relaxação de tensões. Trata-se de um estado de tensão tipicamente de longa duração, dado o carácter de longa duração da carga térmica, quando comparado com o estado de tensão resultante da passagem das cargas do tráfego.

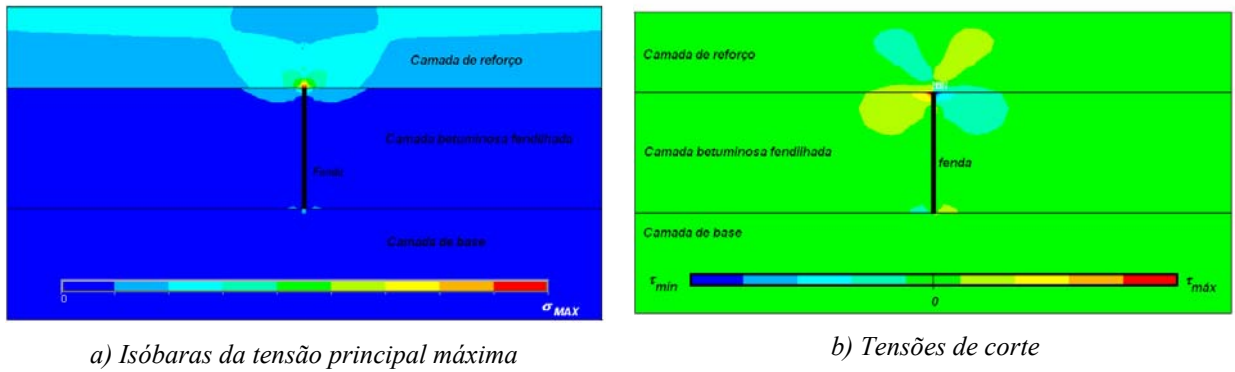


Figura 3.25 – Estados de tensão resultantes da acção conjunta dos dois mecanismos associados à actuação das variações de temperatura

A qualquer momento do dia em que se verifique o efeito de variações de temperatura será de esperar que o pavimento se encontre sob a influência de um estado de tensão térmico, ao qual se deverá sobrepor um estado de tensão resultante da acção da passagem de um rodado. Com a ocorrência das cargas repetidas do tráfego, o estado de tensão térmico é sucessivamente alterado (agravado) por sobreposição, repetida, de estados de tensão de curta duração, cada um resultante da passagem da carga associada a cada rodado.

Esta situação pode constituir uma situação desfavorável em termos da ocorrência de reflexão de fendas, quando a avaliação do efeito das variações de temperatura, num reforço de pavimento, é realizada considerando o efeito de cada carga de tráfego, na sua forma mais desvantajosa para o comportamento do reforço. O estabelecimento dos mecanismos expostos apresenta-se como uma etapa fundamental para o estabelecimento de modelos numéricos e de metodologias de análise deste fenómeno.

### 3.5.2. Efeito conjunto do tráfego e das variações de temperatura

Da análise realizada sobre os mecanismos de reflexão de fendas considera-se importante a combinação dos efeitos do tráfego e das variações de temperatura, pelo facto de se constatar que a acção das variações de temperatura tende a agravar o resultado do efeito da acção do tráfego. Assim, qualquer avaliação do efeito da acção térmica não deve ser dissociada da acção do efeito do tráfego. Interessa então estabelecer as condições de carregamento do tráfego que conduzem aos efeitos mais desfavoráveis no reforço.

Zhou & Sun (2000) concluem que a deflexão do lado carregado da fenda é o factor que conduz à ocorrência de reflexão de fendas devido ao tráfego. A deflexão relativa entre lados da fenda afecta a propagação das fendas porque:

- o valor máximo das tensões de tracção por flexão, resultantes da aplicação da carga dum rodado num dos lados da fenda, é maior que o valor máximo das tensões de tracção por flexão resultantes da aplicação da carga dum rodado acima da fenda;
- a deflexão no lado carregado da fenda inclui o efeito conjunto da flexão e do corte, pelo facto de existir uma deflexão relativa que é a diferença entre deflexões de ambos os lados;
- a propagação duma fenda por reflexão, é controlada pelo factor de intensidade de tensão resultante da acção de flexão, sendo a sua propagação final afectada pelo efeito de corte.

Assim, seguindo Vanelstraete (2000), a situação de carregamento do tráfego considerada mais desfavorável para a reflexão de fendas, consiste na aplicação de uma carga localizada junto ao alinhamento vertical de um dos lados da fenda, conforme se apresenta na Figura 3.26 a), criando, assim, um efeito predominantemente de corte+flexão no reforço, conforme se apresenta na Figura 3.26 b) 3.26 c) e 3.26 d).

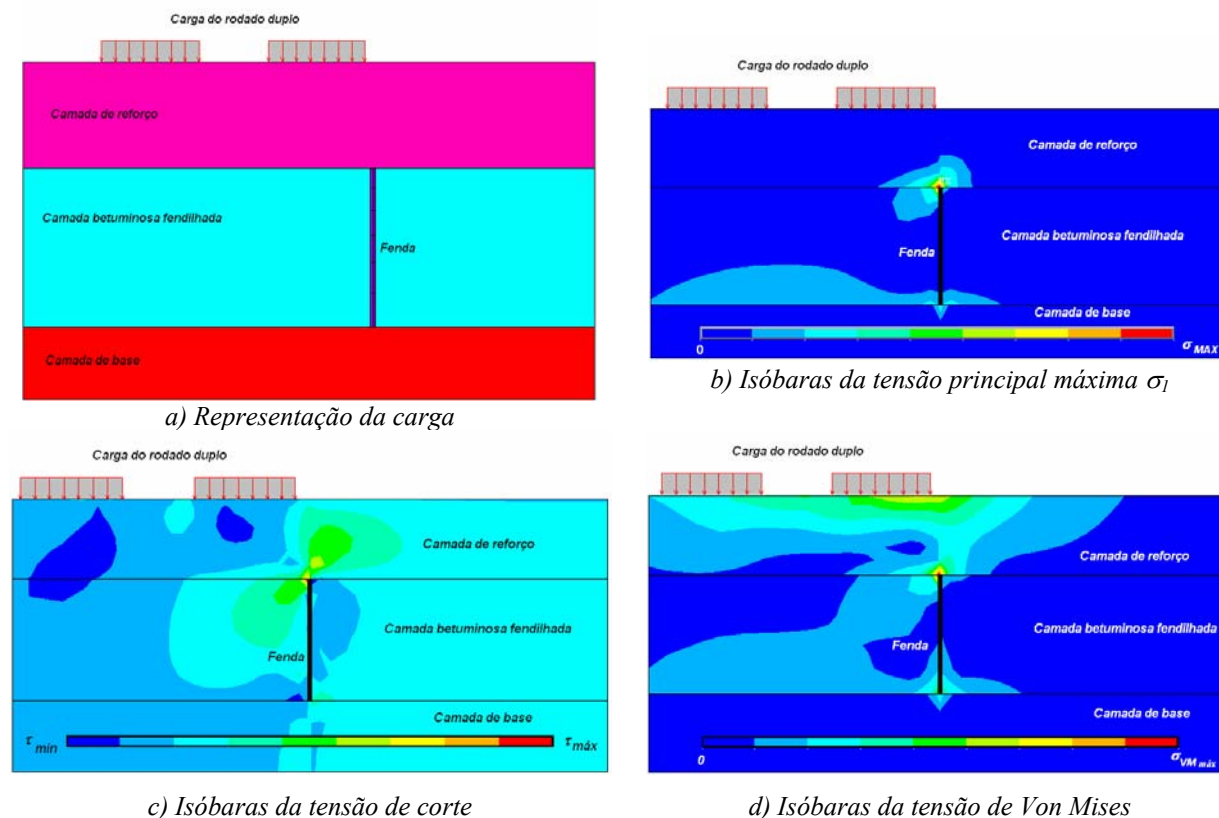


Figura 3.26 – Estado de tensão devido ao carregamento dum rodado duplo

Por análise da Figura 3.26 verifica-se que a zona do reforço onde ocorrem os esforços mais desfavoráveis se localiza imediatamente acima da fenda, normalmente designada como frente da fenda. Em termos de tensões principais máximas, esta zona apresenta-se como a mais solicitada e onde ocorrem as tensões com valor máximo.

Pode verificar-se ainda que a ocorrência destes valores máximos é associada à ocorrência de tensões de corte de valores consideráveis, assumindo este tipo de esforços uma grande importância na interpretação e modelação do fenómeno da reflexão de fendas associada ao tráfego. Dada a importância deste tipo de esforços é pertinente a avaliação do estado de tensão através de tensões deviatóricas, como por exemplo através das tensões de Von Mises (Figura 3.26 d)).

O estado de tensão resultante da acção de um rodado, que ocorre com um tempo de carregamento associado à velocidade de circulação dum veículo, sobrepõe-se ao estado de tensão descrito anteriormente, para a situação de carregamento das variações de temperatura. A actuação instantânea destas duas acções conduz a um estado de tensão, determinado por combinação do efeitos associados a cada carregamento, podendo apresentar o aspecto que se apresenta na Figura 3.27.

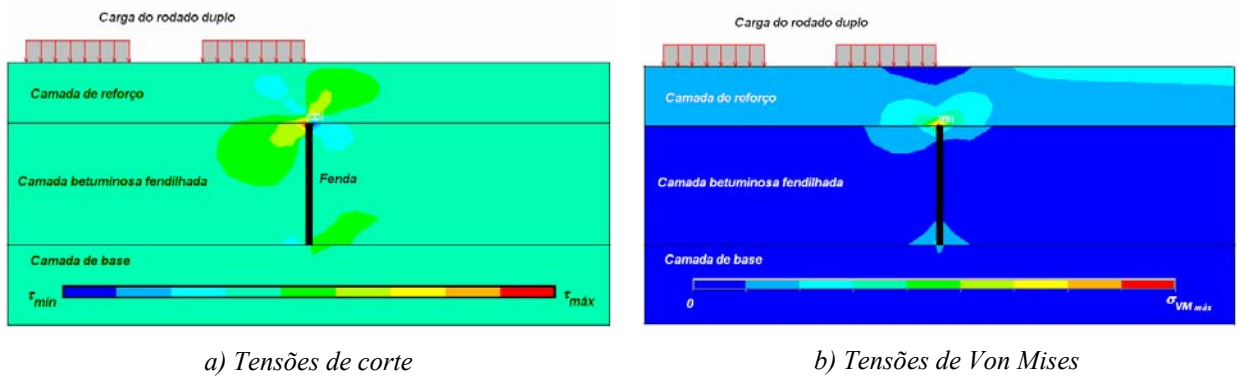


Figura 3.27 – Estado de tensão devido ao efeito conjunto do tráfego e da temperatura

### 3.5.3. Influência do comportamento dos materiais na reflexão de fendas devida à temperatura

A intensidade do estado de tensão resultante dos mecanismos descritos é muito influenciada pelo comportamento mecânico dos materiais que constituem as camadas dos pavimentos, principalmente pelos materiais betuminosos. O comportamento das misturas betuminosas

perante estados de tensão de origem térmica é influenciado pelas características reológicas dos betumes, as quais apresentam um comportamento mecânico dependente da temperatura e do tempo de carregamento. O comportamento termo-mecânico das misturas betuminosas é influenciado pela presença e pelas propriedades termo-viscoelásticas do betume, com a sua origem a assumir grande importância, tal como a viscosidade.

Na Tabela 3.5 apresenta-se a influência dos factores intervenientes no comportamento das misturas betuminosas a baixas temperaturas, verificando-se que os principais factores que influenciam o comportamento das misturas sob condições de baixas temperaturas são:

- propriedades do ligante, não envelhecido e envelhecido;
- propriedades do agregado;
- percentagem de filler;
- rigidez, coeficiente de contracção térmica e porosidade;
- idade do pavimento (% de envelhecimento).

Tabela 3.5 – Factores influentes no comportamento das misturas betuminosas perante a temperatura (Mrawira *et al.*, 2002)

Âmbito		Factores	Influência
Materiais	Ligante betuminoso	Consistência (rigidez, viscosidade, e penetração)	*****
		Susceptibilidade térmica	*****
	Agregado	Tipo de agregado (forma, textura e porosidade)	*/**
	Composição da mistura betuminosa	Teor em betume	**
		Granulometria do agregado – numa mistura não envelhecida	**
		Granulometria do agregado – numa mistura envelhecida	*****
		Percentagem de filler	*****
		Porosidade dum mistura não envelhecida	**
		Porosidade dum mistura envelhecida	*****
	Propriedades da mistura betuminosa	Rigidez	*****
		Tensão de tracção	**
		Coeficiente de contracção térmica	*****
	Materiais modificados	Modificação da mistura ou do ligante	***
Factores ambientais		Temperatura	*****
		Taxa de arrefecimento	***
		Idade do pavimento (% de envelhecimento)	*****
Factores da estrutura do pavimento		Largura do pavimento	desconhecida
		Espessura do pavimento	***/*
		Coeficiente de atrito entre as camadas betuminosas e as granulares	***
		Tipo de solo de fundação	**
Outros factores		Efeitos construtivos	desconhecida
		Efeito do tráfego	desconhecida

Legenda:

\* - influência insignificante  
 \*\*\*\*\* - grande influência

\*\* - baixa influência

\*\*\*\*\* - muito grande influência

\*\*\* - influência média

Perante as acções dos efeitos térmicos e das cargas do tráfego, as misturas betuminosas apresentam um comportamento mecânico idêntico a um material viscoelástico (linear), com uma curva tensão-extensão dependente do tempo de carregamento e da temperatura.

Um material viscoelástico é um material que apresenta uma resposta ao carregamento e à temperatura através de uma componente elástica e uma componente viscosa, tal como acontece para o betume asfáltico. Estas componentes assumirão maior ou menor influência no comportamento global das misturas betuminosas conforme a variação da temperatura de serviço e do tempo de carregamento.

Em condições de ocorrência de altas temperaturas, as misturas betuminosas exibem um comportamento influenciado pela sua componente viscosa, apresentando-se total ou parcialmente plástico. Em condições de ocorrência de baixas temperaturas, as misturas betuminosas apresentam um comportamento influenciado pela sua componente elástica, quase anulando a influência da componente viscosa. A temperaturas muito baixas o betume apresenta-se muito rígido e frágil, não tolerando elevadas extensões.

Em condições de ocorrência de temperaturas com valores intermédios, as misturas apresentam um comportamento viscoelástico, com as componentes elástica e viscosa a assumirem elevada importância no comportamento global das mesmas. À medida que a temperatura cresce, a componente viscosa assume maior importância que a elástica, passando-se o contrário quando a temperatura decresce.

A actuação de mecanismos associados à retracção térmica ocorre com tempos de carregamento muito grandes comparativamente aos tempos de carregamento normalmente associados à acção do tráfego. Nestes casos, a componente viscosa é muito importante, devendo as relações tensão-extensão ser representadas pelo módulo de relaxação.

Gerritsen *et al.* (1987) mostraram que o endurecimento do betume reduz a capacidade de relaxação das misturas betuminosas e, por essa razão, podem desenvolver-se níveis significativos de tensões térmicas mesmo em situações de ocorrência de variações de temperaturas.

Na Figura 3.28 a) apresenta-se o desenvolvimento de tensões térmicas em diversos tipos de misturas betuminosas devido à acção isolada de variações de temperatura, ocorridas numa gama de temperaturas definida entre 18 °C e -5 °C, com uma taxa de arrefecimento de 10 °C/h e impondo restrição ao desenvolvimento de extensões das amostras – retracção restringida. Nesta

figura a mistura 1 é constituída por um betume mais duro enquanto que a mistura REF integra um betume mais mole e as misturas 2 e 3 contêm betumes com viscosidade intermédia.

Pela análise da Figura 3.28 a) pode constatar-se que a magnitude das tensões de origem térmica é consideravelmente dependente da viscosidade dos betumes, verificando-se ainda o desenvolvimento de tensões de origem térmica a partir dos 5 °C para misturas betuminosas mais moles ou aos 15 °C para misturas betuminosas mais duras.

O endurecimento de uma mistura betuminosa reflecte-se na forma como é mantido, ou dissipado, o estado de tensão com o tempo de carregamento, verificando-se que o endurecimento do betume apresenta uma grande influência no decréscimo do estado de tensão com o tempo de carregamento, ou seja, na relaxação de tensões (Anderson *et al.*, 2001).

Na Figura 3.28 b) pode verificar-se o efeito da relaxação, ao longo do tempo de carregamento, para um estado térmico mantido constante à temperatura de -5 °C, constatando-se que o endurecimento do betume influencia a capacidade de dissipação de tensões com o tempo (relaxação). Ao fim de 10 horas, as misturas betuminosas mais moles chegam a relaxar 50% enquanto que as misturas betuminosas mais duras relaxam apenas cerca de 15%.

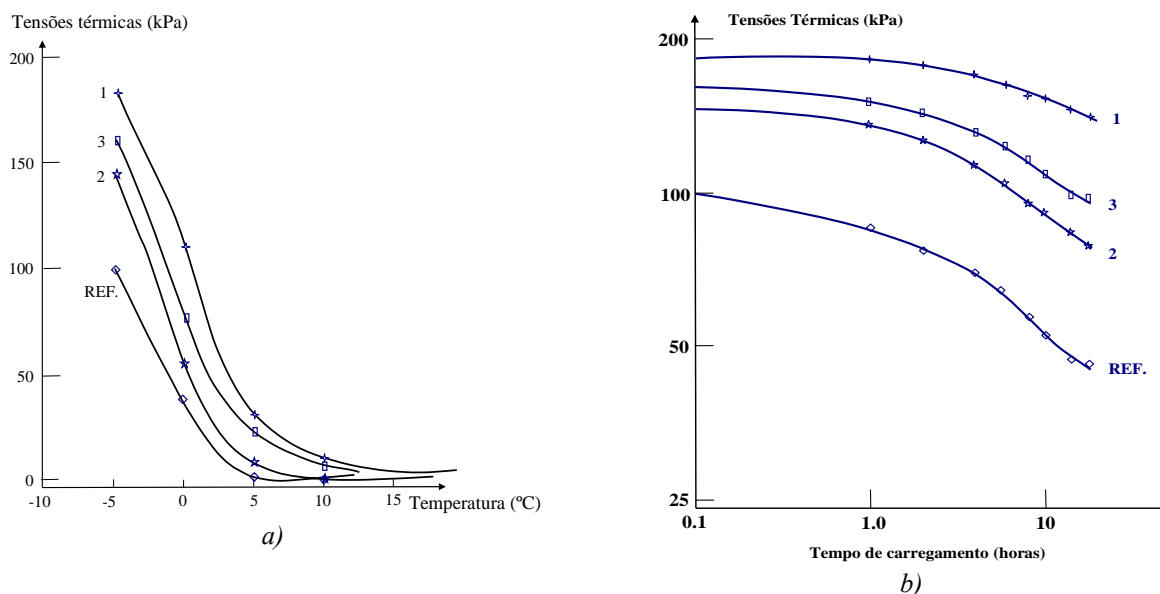


Figura 3.28 – Evolução do estado de tensão com: a) a temperatura; b) o tempo de carregamento (Gerritsen *et al.*, 1987)

Uma conclusão a reter desta exposição consiste no facto de, qualquer que seja o tipo de mistura considerado, mais mole ou mais rígida, envelhecida ou não, o comportamento mecânico das

mesmas é sempre muito influenciado pelo estado térmico e pelo tempo de carregamento. Para temperaturas admissíveis no Nordeste de Portugal, as misturas betuminosas exibem acumulação de tensões para temperaturas mais baixas, a partir de valores que variam entre os 15 °C e os 5 °C, exibindo relaxação de tensões quando o tempo de carregamento é grande.

### 3.6. Conclusões

A aplicação de reforços de pavimentos tem sido a solução mais adoptada na reabilitação de pavimentos rodoviários. Embora sendo uma solução simples e eficiente, verifica-se o aparecimento prematuro de fendilhamento pela reflexão das fendas existentes no pavimento antigo. Este fenómeno deve-se sobretudo à elevada concentração de tensões na proximidade das fendas existentes, provocadas pelos movimentos dos seus bordos, resultantes da acção do tráfego, das variações de temperatura e das variações do estado hídrico do solo ou, ainda, à falta de qualidade de construção.

Conforme o tipo de solicitação actuante, o tipo de movimentos dos bordos das fendas apresenta aspectos particulares. Pelo exposto e atendendo aos objectivos do presente trabalho, importa acentuar o seguinte:

- as tensões induzidas pelo tráfego provocam movimentos nos bordos das fendas em modo I (abertura), modo II (corte) e modo III, dependendo da posição do veículo relativamente à fenda. Os movimentos associados a este tipo de solicitação apresentam-se rápidos, frequentes e variáveis em amplitude;
- a acção das variações de temperatura nas camadas do pavimento provoca movimentos dos bordos das fendas em modo I (abertura). Este tipo de movimentos apresenta-se de lentos a muito lentos, com frequências de ocorrência muito baixas e com grandes amplitudes.

A abordagem tradicional do problema da propagação das fendas por reflexão de fendas baseia-se no uso de conceitos da mecânica da fractura e foi estabelecida por Paris & Erdogan (1963), embora se reconheça que as condições de homogeneidade, isotropia e linearidade não estão suficientemente cumpridas para a aplicação indiscutível desta lei. Além disso, os resultados obtidos com esta lei geralmente apresentam uma grande dispersão.

A acção de corte no reforço, resultante da actuação do tráfego, é a principal responsável pela propagação do fendilhamento, embora se conclua da importância de tomar em devida consideração o efeito das variações de temperatura no fenómeno da reflexão de fendas.

As variações de temperatura apresentam uma influência significativa no efeito de transferência de carga entre os bordos duma fenda constatando-se que, à medida que a temperatura diminui, a largura da fenda aumenta, reduzindo o efeito de transferência de carga. À medida que o efeito de transferência de carga diminui agravam-se as condições de propagação das fendas pelo reforço. Neste sentido considera-se que a consideração do efeito das variações de temperatura combinada com o efeito do tráfego conduz a uma situação desfavorável em termos de reflexão de fendas.

A avaliação da actividade das fendas, em presença da carga dum veículo, constitui uma base para o desenvolvimento de modelos representativos do comportamento dos pavimentos fendilhados. Numa avaliação de metodologias de concepção de reforços de pavimentos conclui-se que a maioria delas são pouco vocacionadas para uma avaliação do comportamento à reflexão de fendas. No entanto, a metodologia baseada na utilização tensões/extensões deviatóricas constitui uma forma pertinente de avaliação o fenómeno de reflexão de fendas em reforços de pavimento.

No presente trabalho elege-se a metodologia empírico-mecanicista, que também integra uma abordagem do tipo “banda enfraquecida”, desenvolvida por Sousa *et al.* (2002), para avaliação da influência das variações de temperatura na reflexão de fendas em reforços de pavimentos, pelo facto de se tratar de uma metodologia em que baseia o seu funcionamento em ensaios experimentais de utilização corrente por parte dos projectistas, como é o caso dos ensaios de fadiga, mas com abordagem teórica similar às abordagens baseadas na mecânica da fractura.

A situação de ocorrência simultânea da acção do tráfego e das acções de variações de temperatura constitui uma situação de carregamento considerada crítica, em termos do fenómeno da reflexão de fendas. A consequência directa das variações de temperatura reflecte-se, por um lado, na variação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas e, por outro lado, na alteração volumétrica das camadas betuminosas, resultante do efeito de retracção térmica.

O estado de tensão de origem térmica é induzido no reforço, principalmente nas zonas activas localizadas acima de uma fenda, através de dois mecanismos, que actuam simultaneamente num pavimento reforçado: i) uma retracção térmica restringida da camada de reforço; ii) a indução de tensões na camada de reforço resultante de uma acção repetitiva de abertura e fecho das fendas da camada subjacente ao reforço.

O primeiro mecanismo conduz a um acréscimo de tensões de tracção no reforço, predominantemente horizontais, resultantes da ocorrência de retracções térmicas restringidas associadas às variações de temperatura. O segundo mecanismo está associado a uma acção, repetitiva, de abertura e fecho das fendas, resultante das variações volumétricas dos blocos de pavimento fendilhado.

A cada um dos mecanismos descritos está associado um tempo de carregamento. A qualquer momento do dia, o pavimento encontra-se sob a influência de um estado de tensão térmico, de longa duração, ao qual se sobrepõe um estado de tensão de curta duração resultante da acção da passagem de um rodado. Assim, pode considerar-se que o mecanismo associado à acção térmica deve ser modelado considerando acções e propriedades dos materiais caracterizados para tempos de carregamento longos, enquanto que a modelação da passagem de um rodado associado ao tráfego deve ser modelado considerando acções e propriedades dos materiais definidos para tempos de carregamento curtos.



## 4. MODELOS DE COMPORTAMENTO DAS MISTURAS BETUMINOSAS

### 4.1. Introdução

Para a modelação do comportamento de reforços de pavimentos realizada no âmbito do presente trabalho, este capítulo apresenta a caracterização teórica do comportamento das misturas betuminosas perante as solicitações envolvidas no estudo da consideração das variações de temperatura na reflexão de fendas.

De acordo com o tipo de resposta das misturas betuminosas perante as acções a que estão sujeitas na sua vida em serviço, é possível identificar três tipos de comportamentos. Esta identificação é realizada com base na amplitude da extensão resultante e do número de carregamentos cíclicos a que estão submetidos as misturas betuminosas, podendo ser identificados três tipos de comportamento, conforme a representação da Figura 4.1:

- para solicitações com carregamentos caracterizados por umas centenas de ciclos e por extensões pequenas ( $<10^{-4}$ ), o comportamento observado enquadra-se num comportamento viscoelástico linear;
- para solicitações com pequeno número de carregamentos e para altos valores de extensão ( $>10^{-4}$ , em média) e para altas temperaturas, o comportamento observado é altamente não-linear;
- para solicitações com dezenas de milhar de ciclos de carregamento e com valores baixos das extensões, o material apresenta um fenómeno de degradação designado por fadiga.

No comportamento não-linear, onde ocorrem grandes extensões e com altas temperaturas, a possibilidade de se formarem deformações plásticas é grande. Normalmente, estas condições de carregamento conduzem a um comportamento associado à ocorrência de deformações permanentes.

O comportamento viscoelástico linear é um comportamento normalmente associado à acção das variações de temperatura, e particularmente, a carregamentos em condições de comportamento a baixas temperaturas. O efeito de fluência e de relaxação, associados ao comportamento típico

viscoelástico linear, constitui um factor importante na avaliação de fenómenos de retracção térmica associados a condições de variações de temperatura.

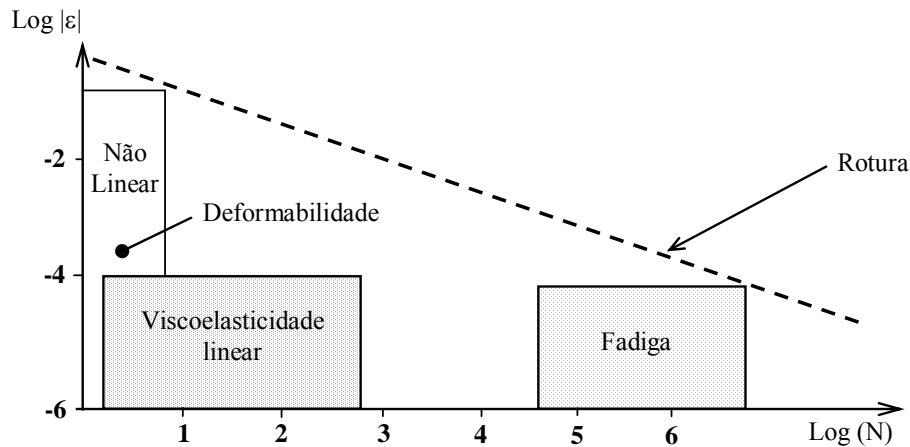


Figura 4.1 – Comportamento típico dos materiais betuminosos em função da extensão aplicada,  $\varepsilon$ , e do número de carregamentos,  $N$  (di Benedetto *et al.*, 1998)

A linha representativa da rotura dos materiais (Figura 4.1) trata-se de uma linha que se supõe dependente da temperatura, seja qual for o tipo de comportamento que se esteja a considerar. À ocorrência de variações de temperatura devem estar associadas leis de fadiga para diversas temperaturas, numa faixa de temperaturas estabelecida para as condições do estudo.

Atendendo ao tipo de solicitações consideradas no presente trabalho consideraram-se dois tipos de comportamento relevantes para os fenómenos em estudo: comportamento à fadiga e o comportamento baseado na viscoelasticidade linear, concretamente a relaxação. Estes tipos de comportamento são considerados no presente estudo como os mais indicados para representar a resposta do pavimento à acção conjunta das variações de temperatura e do tráfego.

A simulação do comportamento mecânico do pavimento perante a acção das variações de temperatura envolve a assumpção dum comportamento viscoelástico linear (relaxação), por se tratar duma solicitação à qual se associa um tempo de carregamento longo e, portanto, com frequência de carregamento baixa a muito baixa, à qual corresponde a condição:  $\text{Log}(N) \leq 3$ , sendo  $N$  o número de aplicações de carga. No caso da simulação da acção do tráfego deve assumir-se um carregamento de frequência alta, do tipo da fadiga, por se tratar duma solicitação com tempo de carregamento muito curto e, portanto, com frequência de carregamento alta a muito alta, à qual corresponde a condição:  $\text{Log}(N) \geq 4.5$ .

#### 4.2. Viscoelasticidade linear – modelos discretos

A maioria dos modelos reológicos unidimensionais, especificamente desenvolvidos para as misturas betuminosas, é deduzida a partir de um formalismo mais geral sugerido para os geomateriais (di Benedetto, 1997).

A representação do comportamento viscoso dos materiais betuminosos, no domínio das extensões com amplitudes baixas ( $\epsilon < 10^{-3}$ ), baseia-se na teoria da viscoelasticidade. Para materiais não envelhecidos, o seu comportamento viscoelástico pode ser representado através da combinação de elementos com comportamento simples (modelos elementares) com o objectivo de constituir um modelo viscoelástico linear analógico (Olard, 2003). Os modelos elementares normalmente utilizados com este objectivo são (Figura 4.2): *i*) a mola, ou elemento de comportamento puramente elástico, e *ii*) o amortecedor linear, ou elemento com comportamento puramente viscoso (elemento Newtoniano).

Tendo em vista a descrição particular do comportamento viscoelástico linear dos materiais betuminosos, quer dos betumes quer das misturas betuminosas, têm sido adoptadas diversas combinações de molas e amortecedores. Os modelos mais simples são os modelos de Maxwell e de Kelvin-Voigt, que se apresentam a seguir.

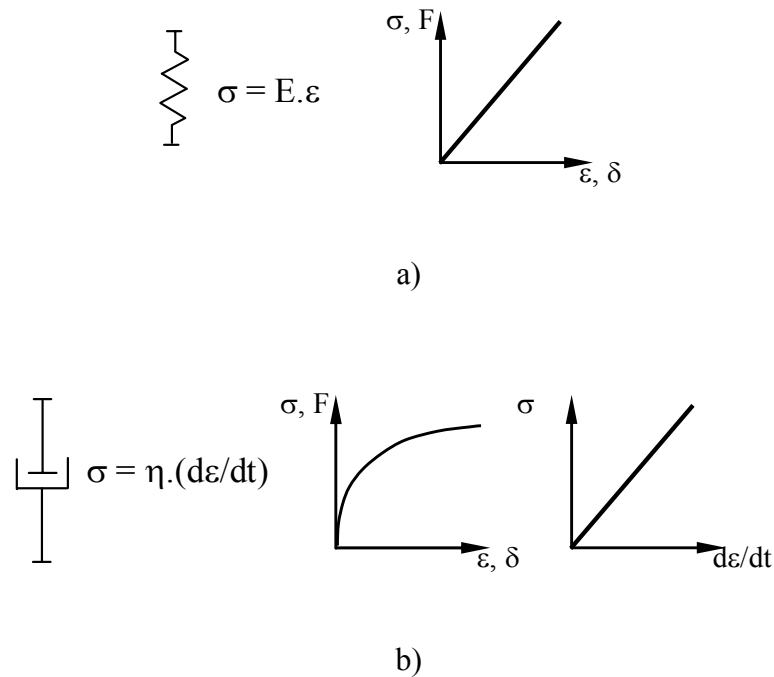


Figura 4.2 – Esquematização dos modelos elementares: a) mola; b) amortecedor

### Modelo de Maxwell

No modelo elementar analógico de Maxwell, do tipo líquido viscoelástico, o modelo elástico (mola) e o modelo viscoso (amortecedor) são associados em série, conforme se apresenta na Figura 4.3.

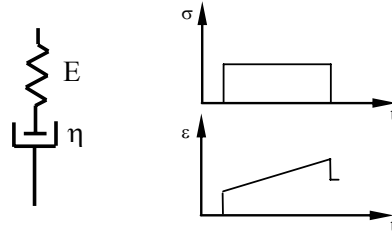


Figura 4.3 – Esquematização do modelo de Maxwell

As equações que exprimem a função fluência  $J(t)$  e a função relaxação  $R(t)$ , baseadas neste modelo, são as seguintes (Olard, 2003):

$$J(t) = \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta} \quad (4.1)$$

$$R(t) = E \times e^{-\frac{t}{\tau}} \quad (4.2)$$

onde:  $J(t)$  = função fluência;

$R(t)$  = função relaxação;

$\tau = \frac{\eta}{E}$  = tempo de relaxação;

$E$  = rigidez do elemento elástico (mola);

$\eta$  = viscosidade, ou pseudo viscosidade, do elemento viscoso (amortecedor);

$t$  = tempo de carregamento.

Se  $\tau$  é função da temperatura, é válida a aplicação do princípio da sobreposição frequência-temperatura. O módulo complexo baseado no modelo de Maxwell pode ser traduzido pela seguinte expressão (Olard, 2003):

$$E^*(\omega) = E \times \frac{i\omega\tau}{1+i\omega\tau} = \frac{E\omega^2\eta^2 + iE^2\omega\eta}{E^2 + \omega^2\eta^2} \quad (4.3)$$

onde:  $E^*$  = módulo complexo;  
 $i$  = número complexo definido por  $i^2 = -1$ ;  
 $\omega$  = frequência angular da solitação  $\omega = 2\pi f$  ;  
 $f$  = frequência de carregamento;  
 $\tau$  = tempo de relaxação;  
 $E$  = rigidez do elemento elástico;  
 $\eta$  = viscosidade, ou pseudo viscosidade, do elemento viscoso.

### Modelo de Kelvin-Voigt

No modelo elementar analógico de Kelvin-Voigt, do tipo sólido viscoelástico, a mola e o amortecedor são associados em paralelo, conforme se apresenta na Figura 4.4.

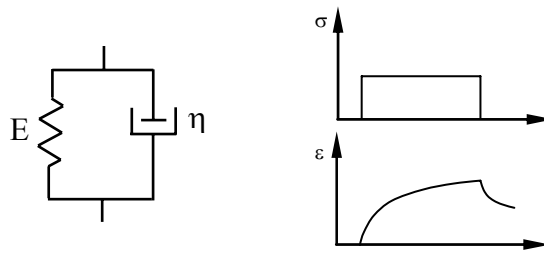


Figura 4.4 – Esquemática do modelo de Kelvin-Voigt

As equações que exprimem as funções fluência  $J(t)$  e relaxação  $R(t)$ , baseadas no modelo de Kelvin, são as seguintes (Olard, 2003):

$$J(t) = \frac{1}{E} \left( 1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) \quad (4.4)$$

$$R(t) = E + \eta \delta(t) \quad (4.5)$$

com os parâmetros a assumirem o mesmo significado do modelo anterior de Maxwell e  $\delta$  a representar a função Dirac. O módulo complexo,  $E^*$ , baseado no modelo de Kelvin-Voigt pode ser dado pela Expressão 4.6.

$$E^*(\omega) = E + i\omega\eta \quad (4.6)$$

onde:  $E^*$  = módulo complexo;  
 $i$  = número complexo definido por  $i^2 = -1$ ;  
 $E$  = rigidez do elemento elástico;  
 $\omega$  = frequência angular da solitação  $\omega = 2\pi f$  ;  
 $\eta$  = viscosidade, ou pseudo viscosidade, do elemento viscoso.

Os modelos analógicos de Maxwell e de Kelvin-Voigt não conseguem descrever correctamente o comportamento complexo dos materiais betuminosos, mas podem constituir os elementos básicos para associações mais complexas.

### Modelo generalizado de Maxwell

O modelo generalizado de Maxwell, apresentado na Figura 4.5, é constituído por um grupo de modelos elementares de Maxwell, associados em paralelo, adicionando uma mola e um amortecedor também em paralelo.

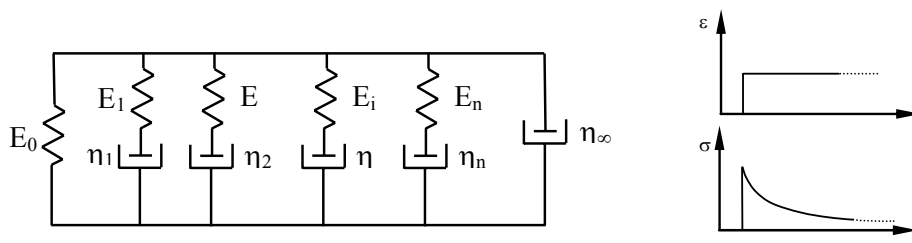


Figura 4.5 – Esquematização do modelo generalizado de Maxwell

Este grupo de elementos de Maxwell em paralelo representa um espectro discreto de tempos de relaxação, podendo cada tempo de relaxação  $\tau_i$  ser associado com uma resistência espectral  $E_i$  ( $\tau_i = \eta_i/E_i$ ). O módulo de relaxação deste modelo,  $R(t)$ , pode ser expresso pela expressão seguinte:

$$R(t) = E_0 + \sum_{i=1}^n E_i e^{-\frac{t}{\tau_i}} \quad (4.7)$$

onde:  $R(t)$  = módulo de relaxação;  
 $E_i$  = rigidez do elemento elástico  $i$ ;  
 $E_0$  = rigidez do elemento elástico em paralelo;  
 $t$  = tempo de carregamento;

$\tau_i$  = tempo de relaxação associado a cada modelo elementar de Maxwell,  $i$ ;  
 $n$  = número de modelos elementares.

A expressão correspondente do módulo complexo apresenta a seguinte forma:

$$E^*(i\omega) = E_0 + \sum_{i=1}^n E_i \frac{i\omega\tau_i}{1 + i\omega\tau_i} \quad (4.8)$$

onde:  $E^*$  = módulo complexo;

$E_i$  = rigidez do elemento elástico  $i$ ;

$E_0$  = rigidez do elemento elástico em paralelo;

$\tau_i$  = tempo de relaxação associado a cada resistência espectral  $E_i$ ;

$\omega$  = frequência angular da sollicitação  $\omega = 2\pi f$  ;

$i$  = número complexo definido por  $i^2 = -1$ ;

$n$  = número de modelos elementares.

O modelo que corresponde às equações apresentadas é caracterizado pelo “espectro de relaxação discreto”, ou seja, é constituído por um número discreto de elementos, cada elemento apresentando um tempo de relaxação,  $\tau_i$ , associado à resposta espectral,  $E_i$ . Se  $n$  tender para infinito, o comportamento passa a enquadrar-se no espectro contínuo do comportamento.

### Modelo generalizado de Kelvin-Voigt

A generalização do modelo de Kelvin-Voigt, que se apresenta na Figura 4.6 consiste num grupo de modelos elementares de Kelvin-Voigt, associados em série, possivelmente com uma mola e/ou um amortecedor linear, ambos em série.

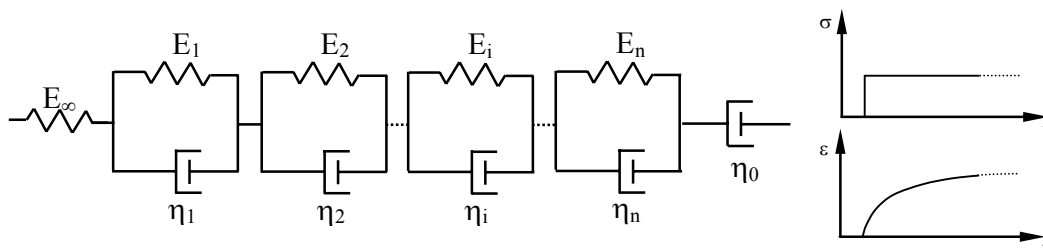


Figura 4.6 – Esquematização do modelo generalizado de Kelvin-Voigt

A função fluência,  $J(t)$ , e a expressão do módulo complexo,  $E^*$ , associados a este modelo são representadas, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$J(t) = \frac{1}{E_\infty} + \frac{1}{\eta_o} + \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} \left( 1 - e^{-\frac{t}{\tau_j}} \right) \quad (4.9)$$

$$E^*(i\omega) = \left( \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j + i\eta_j\omega} + \frac{1}{E_\infty} + \frac{1}{i\eta_o\omega} \right)^{-1} \quad (4.10)$$

onde:  $J(t)$  = função fluência;

$E^*$  = módulo complexo;

$E_j$  = rigidez do elemento elástico  $j$ ;

$E_\infty$  = rigidez do elemento elástico em série;

$\eta_j$  = viscosidade, ou pseudo viscosidade, do elemento viscoso  $j$ ;

$\eta_o$  = viscosidade, ou pseudo viscosidade, do elemento viscoso em série;

$\omega$  = frequência angular da solicitação  $\omega = 2\pi f$  ;

$n$  = número de modelos elementares;

$i$  = número complexo definido por  $i^2$ ;

$\tau_i$  = tempo de relaxação associado a cada modelo elementar de Kelvin-Voight;

Tal como para o caso anterior, se  $n$  tender para infinito o comportamento passa a enquadrar-se no espectro contínuo do comportamento. Os modelos de Maxwell e de Kelvin-Voigt generalizados permitem descrever satisfatoriamente o comportamento dos betumes e das misturas betuminosas quando se considera um número  $n$  suficiente de elementos (Olard, 2003).

### 4.3. Viscoelasticidade linear – abordagem baseada no espectro contínuo

Os modelos generalizados de Maxwell e de Kelvin-Voigt, apresentando um número discreto de modelos elementares, podem ser limitados no que diz respeito à descrição de um comportamento viscoelástico linear mais complexo. De qualquer modo, o aumento do número de modelos elementares corresponde a uma melhoria na modelação deste tipo de comportamento. No entanto, para casos de difícil modelação, a adopção de um número infinito de modelos elementares nos modelos generalizados deve conduzir a uma solução mais rigorosa e, neste caso, os modelos passam a estar caracterizados no espectro contínuo (Olard, 2003).

Para qualquer situação deve esperar-se que qualquer material viscoelástico linear possa ser modelado por qualquer associação de um número infinito de modelos elementares de Maxwell ou de Kelvin-Voigt, respectivamente em paralelo ou em série (Olard, 2003).

Os diferentes modelos definidos num espectro contínuo de elementos são muitas vezes adoptados para o ajuste de expressões analíticas, do módulo complexo, da função fluência ou da função relaxação, a dados obtidos experimentalmente. Neste âmbito Christensen & Anderson (1992) propuseram o modelo CA (Christensen-Anderson), a seguir apresentado, para a representação do comportamento de betumes asfálticos, os quais consistem em formulações matemáticas da norma do módulo complexo,  $|E^*|$ , e do ângulo de fase,  $\delta$ .

$$|E^*(f, T)| = \frac{G_g}{[1 + (f_c/f)^k]^{m_e/k}} \quad (Pa) \quad (4.11)$$

$$\delta = \frac{90m_e}{1 + (f_c/f)^k} \quad (^\circ) \quad (4.12)$$

onde:  $|E^*|$  = módulo complexo;

$\delta$  = ângulo de fase;

$f$  = frequência;

$f_c$  = parâmetro de locação;

$G_g$  = módulo de corte quando  $f \rightarrow \infty$ ;

$k, m_e$  = parâmetros de forma adimensionais.

Quando  $m_e=1$ , este modelo corresponde a uma situação particular. Nesse caso,  $f_c$ , também designado por “crossover frequency”, corresponde à frequência a dada temperatura, onde o módulo elástico é igual ao módulo viscoso. No âmbito dos trabalhos do SUPERPAVE (Lytton *et al.*, 1993) foi usada uma versão da lei de potência para a modelação do comportamento viscoelástico linear das misturas betuminosas, sendo a função fluência  $J(t)$  dada pela expressão:

$$J(t) = J_o + J_1 t^m \quad (4.13)$$

onde:  $J(t)$  = função fluência;

$t$  = tempo de carregamento;

$J_o$  = função fluência no instante  $t=0$ ;

$J_1, m$  = constantes do material.

Mais recentemente, Zeng (2001) propôs a seguinte generalização do modelo de CA, válida quer para as misturas betuminosas quer para os betumes asfálticos:

$$|G^*(f, T)| = G_e + \frac{G_g - G_e}{\left[1 + (f_c/f)^k\right]^{m_e/k}} \quad (4.14)$$

onde:  $G^*$  = módulo complexo de corte;

$G_e$  = módulo de corte de equilíbrio ( $f \rightarrow 0$ );

$G_g$  = módulo de corte quando  $f \rightarrow \infty$ ;

e os restantes parâmetros assumem o significado anterior.

Para além do ajuste de expressões analíticas a dados experimentais, a abordagem no espectro contínuo contempla a adopção de modelos analógicos mais generalizados. Os modelos analógicos generalizados, com representação baseada em espectro contínuo (representados por um número infinito de modelos elementares de Kelvin-Voigt em série ou de modelos elementares de Maxwell em paralelo), apresentam uma boa representatividade física do comportamento dos materiais betuminosos, sendo considerados os mais pertinentes relativamente aos modelos discretos (Olard, 2003).

Os elementos usados para representação do comportamento dos materiais e que constituem a base dos modelos generalizados são o elemento parabólico, o modelo de Huet, geralmente proposto para representar o comportamento dos betumes, e o modelo de Huet-Sayegh, normalmente proposto para representar o comportamento de misturas betuminosas.

O elemento parabólico tem o aspecto apresentado na Figura 4.7 sendo um modelo analógico baseado na função de fluência parabólica com a seguinte expressão:

$$J(t) = a \left(\frac{t}{\tau}\right)^h \quad (4.15)$$

onde:  $J(t)$  = função fluência;

$a$  = constante adimensional;

$h$  = expoente com valores  $0 < h < 1$ ;

$\tau$  = tempo característico, cujo valor varia apenas com a temperatura.

$t$  = tempo de carregamento.

O módulo complexo do modelo analógico parabólico é expresso através da seguinte expressão:

$$E^*(i\omega\tau) = \frac{(i\omega\tau)^h}{a\Gamma(h+1)} \quad (4.16)$$

onde:  $|E^*|$  = módulo complexo;

$i$  = número complexo em que  $i^2 = -1$ ;

$\Gamma$  = função gamma -  $\Gamma(n) = \int_0^{\infty} t^{n-1} e^{-t} dt$  com  $n > 0$ ;

$\omega$  = frequência angular  $\omega = 2\pi f$ ;

$a$  = constante adimensional;

$h$  = expoente com valores  $0 < h < 1$ ;

$\tau$  = tempo característico.

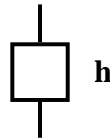


Figura 4.7 – Esquematização do modelo analógico parabólico

O parâmetro  $\tau$  é uma função da temperatura e baseia-se no princípio da sobreposição frequência-temperatura. A evolução de  $\tau$  pode ser aproximada pela lei do tipo WLF (William-Landel-Ferry) (Ferry, 1980), numa faixa de temperaturas observadas em laboratório:

$$\tau(\theta) = a_T(\theta) \times \tau_0 \quad (4.17)$$

onde:  $\tau$  = tempo característico;

$a_T(\theta)$  = factor de transformação (shift factor) à temperatura  $\theta$ ;

$\tau_0 = \tau(T_s)$  = determinado à temperatura de referência  $T_s$ .

O factor de transformação à temperatura  $\theta$  (shift factor), designado por  $a_T(\theta)$ , pode ser determinado por meio da equação de William-Landel-Ferry (Ferry, 1980). Para uma dada temperatura de referência,  $T_s$ , da equação WLF obtém-se  $\text{Log}(a_T(\theta))$  como uma função das constantes,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $T_s$  e  $T$ :

$$\text{Log}(a_T) = \frac{-C_1(T - T_s)}{C_2 + (T - T_s)} \quad (4.18)$$

As constantes  $C_1$  e  $C_2$  estão associadas ao material em representação e os seus valores devem ser estabelecidos por aproximação da expressão aos resultados obtidos experimentalmente. Este modelo tem uma representação no espectro contínuo uma vez que a sua representação através do modelo generalizado de Maxwell (ou Kelvin-Voigt) necessita de um número infinito de modelos elementares de Maxwell (ou de Kelvin-Voigt).

O modelo de Huet é normalmente proposto para representação do comportamento de ligantes betuminosos. Trata-se de um modelo constituído pela combinação de um mola com dois elementos parabólicos ( $J_1(t)=at^h$  e  $J_1(t)=bt^k$ ) em série, conforme se apresenta na Figura 4.8.

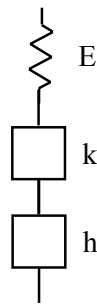


Figura 4.8 – Esquematização do Modelo Analógico de Huet

Este modelo, sendo de espectro contínuo, pode ser representado por uma infinidade de modelos elementares de Kelvin-Voigt em série ou de modelos elementares de Maxwell em paralelo. Para este modelo não existe expressão analítica da função relaxação, sendo a expressão analítica da função fluência dada por:

$$J(t) = \frac{1}{E_\infty} \left( 1 + \delta \frac{(t/\tau)^k}{\Gamma(k+1)} + \delta \frac{(t/\tau)^h}{\Gamma(h+1)} \right) \quad (4.19)$$

onde:  $J(t)$  = função fluência;

$E_\infty$  = módulo complexo limite, quando  $\omega\tau \rightarrow \infty$ ;

$h, k$  = expoentes tais que:  $1 > h > k > 0$ ;

$\delta$  = constante adimensional;

$\tau$  = tempo característico;

$t$  = tempo de carregamento;

$\Gamma$  = função gamma.

O módulo complexo deste modelo pode ser expresso através da expressão:

$$E^*(\omega) = \frac{E_\infty}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (4.20)$$

onde:  $|E^*|$  = módulo complexo;  
 $E_\infty$  = módulo complexo limite, quando  $\omega\tau \rightarrow \infty$  ;  
 $\omega$  = frequência angular;  
 $\tau$  = tempo característico;  
 $a, h, \delta$  = constantes adimensionais;

O modelo de Huet não aproxima com a precisão desejável a resposta viscoelástica das misturas betuminosas a frequências muito baixas e/ou a temperaturas muito altas. De facto, na equação anterior o módulo complexo tende para zero quando  $\omega\tau$  tende também para zero (a baixas frequências e a altas temperaturas), enquanto que o módulo das misturas betuminosas obtido experimentalmente se aproxima de um valor limite  $E_0$ , designado de módulo estático.

Para efeito de representação do comportamento das misturas betuminosas, o modelo de Huet foi adaptado por Sayegh (Olard, 2003) adicionando uma mola de pequena rigidez, comparável com o  $E_\infty$  em paralelo, conforme se apresenta na Figura 4.9. O módulo complexo do modelo de Huet-Sayegh é dado pela seguinte expressão:

$$E^*(i\omega\tau) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (4.21)$$

com as notações já expressas anteriormente e sendo  $E_0$  o módulo estático para  $\omega\tau \rightarrow 0$ .

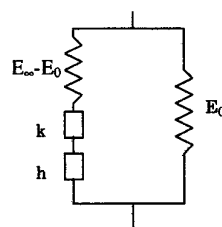


Figura 4.9 – Esquematização do modelo analógico de Huet-Sayegh

O modelo de Huet-Sayegh insere-se no espectro contínuo e traduz o comportamento linear das misturas betuminosas no domínio das pequenas extensões e para qualquer faixa de temperaturas e de frequências (Olard, 2003). Além disso, apenas é necessário determinar seis constantes

$(\delta, k, h, E_{\infty}^{say}, E_0^{say}$  e  $\tau_0)$  para caracterizar completamente o comportamento viscoelástico linear de determinado material a dada temperatura. Estas seis constantes podem ser obtidas através de um processo de otimização aplicado aos resultados dos ensaios do módulo complexo.

Na adoção deste modelo, deve ter-se em atenção que o comportamento das misturas betuminosas apenas deve ser considerado linear num pequeno domínio de extensões. Se o módulo estático é igual a zero, então os modelos Huet e Huet-Sayegh são idênticos. Ao contrário do modelo de Huet, não existe expressão analítica da função fluência do modelo de Huet-Sayegh no domínio do tempo.

#### 4.4. Características de rigidez das misturas betuminosas

A avaliação do comportamento mecânico de um pavimento flexível, para a qual se torna imprescindível a análise de tensões e extensões, requer o estabelecimento das características termo-mecânicas dos materiais considerados. Para efeitos da avaliação do estado de tensão e deformação dos pavimentos devido à acção do tráfego, as misturas betuminosas devem ser caracterizadas pela sua rigidez. As propriedades de rigidez das misturas são geralmente apresentadas em termos de módulo complexo e de ângulo de fase.

Normalmente, a quantificação da rigidez é avaliada através dos ensaios de carregamento cíclico, sinusoidal, idênticos aos realizados para a determinação das características de fadiga. Devido ao carácter viscoelástico do comportamento de uma mistura betuminosa, as suas propriedades mecânicas apresentam dependência da temperatura e do tempo de carregamento.

Supondo a aplicação de um carregamento sinusoidal a uma mistura betuminosa, a expressão que define a tensão aplicada apresenta a seguinte forma:

$$\sigma = \sigma_0 \sin(\omega t) \quad (4.22)$$

A extensão resultante da aplicação desta solicitação segue uma lei sinusoidal caracterizada pela mesma frequência, mas apresentando um desfasamento em relação à aplicação da carga, normalmente designado por ângulo de fase,  $\phi$ , sendo dada por:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \phi) \quad (4.23)$$

O módulo complexo da mistura resulta do quociente entre a tensão aplicada e a extensão resultante:

$$E^* = |E^*| \times (\cos \phi + i \sin \phi) \quad (4.24)$$

Da decomposição do módulo complexo resultam duas componentes: uma componente real, que representa a energia armazenada no material e uma componente imaginária que representando a energia perdida por atrito interno no seio do material. A componente real pode ser representada pela expressão:

$$E_1 = |E^*| \times \cos \phi \quad (4.25)$$

enquanto que a componente viscosa pode ser expressa por:

$$E_2 = |E^*| \times \sin \phi \quad (4.26)$$

O modo mais corrente de apresentação das propriedades mecânicas de uma mistura betuminosa, considerando uma dada temperatura e uma determinada frequência de aplicação das cargas, passa pela definição do módulo complexo representado pelo seu valor em módulo,  $|E^*|$ :

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (4.27)$$

e pelo seu ângulo de fase,  $\phi$ , representado pela expressão:

$$\phi = \arctan\left(\frac{E_2}{E_1}\right) \quad (4.28)$$

A caracterização do comportamento mecânico das misturas betuminosas no âmbito de uma simulação da acção de variações de temperatura deve envolver a adopção de um valor para o coeficiente de Poisson, que representa a razão entre a deformação lateral e a deformação axial de um corpo, sujeito a um carregamento uniaxial. No entanto, esta adopção é de importância muito reduzida quando comparada com a importância que o módulo de rigidez assume na análise dos pavimentos.

Existe a necessidade teórica de conhecer o coeficiente de Poisson para realizar análises de tensões em duas ou três dimensões. No entanto, nas análises unidimensionais não existe a

necessidade de ser usado este coeficiente. Nas misturas betuminosas, o coeficiente de Poisson é independente do tipo de carregamento variando apenas com a temperatura. O valor do coeficiente de Poisson varia entre 0.25 para baixas temperaturas e 0.50 para altas temperaturas, pelo que a utilização de um valor intermédio será o procedimento mais adequado.

Para a maioria dos materiais o coeficiente de Poisson varia entre 0.2 e 0.5. Para as misturas betuminosas, Huang *et al.* (2002) sugere para valores típicos do coeficiente de Poisson um intervalo compreendido entre 0.3 e 0.4. É comum aceitar-se que o coeficiente de Poisson apresente um efeito relativamente pequeno na variação do comportamento do pavimento. Assim, para efeitos de concepção de pavimentos é corrente atribuir-se um valor a este coeficiente, em vez de se realizarem ensaios específicos para tal.

#### **4.5. Resistência à fadiga das misturas betuminosas**

A resistência à fadiga das misturas betuminosas é a capacidade que elas apresentam para resistir a esforços de flexão repetidos sem atingir a rotura. O fendilhamento por fadiga é um dos principais mecanismos de ruína dos pavimentos e manifesta-se pelo aparecimento de fendilhamento provocado pelas cargas repetidas do tráfego.

A resistência à fadiga de uma mistura betuminosa é expressa normalmente através de relações estabelecidas entre a tensão, ou a extensão, inicial e o número de repetições de carga que conduz à ruína do material. Estas relações podem ser determinadas experimentalmente em laboratório através de ensaios de carácter repetitivo, de flexão, tracção directa, tracção indirecta, realizada com ensaios diametrais, e com ensaios triaxiais. Qualquer um dos ensaios referidos é realizado para determinados níveis de extensão ou de tensão.

O carregamento pode ser aplicado quer em condições de tensão controlada, em que a carga ou a amplitude da tensão permanece constante durante o ensaio, quer sob condições de extensão controlada, onde a deformação ou a amplitude da extensão são mantidas constantes durante o ensaio.

No caso de ensaios em extensão controlada, a resistência à fadiga de uma mistura betuminosa pode ser caracterizada em função do nível de extensão aplicado e da rigidez inicial da mistura betuminosa. Têm sido desenvolvidas leis de fadiga com base em resultados laboratoriais, das

quais se destaca a proposta por Monismith *et al.* (1985) que relaciona a resistência à fadiga com o nível de extensão e com a rigidez da mistura betuminosa:

$$N_f = a \times \left( \frac{1}{\varepsilon_0} \right)^b \times \left( \frac{1}{S_0} \right)^c \quad (4.29)$$

onde:  $N_f$  = resistência à fadiga;

$\varepsilon_0$  = extensão de tracção;

$S_0$  = rigidez inicial da mistura betuminosa;

$a, b, c$  = coeficientes determinados experimentalmente.

#### 4.6. Coeficiente de retracção/dilatação térmica

O coeficiente de retracção/dilatação térmica é um dos parâmetros necessários à caracterização mecânica dos materiais do pavimento. Os estados de tensão/extensão de origem exclusivamente térmica são muito dependentes do coeficiente de retracção térmica. A determinação experimental do coeficiente de retracção térmica apresenta-se difícil e com variações nos resultados, de ensaio para ensaio. A confiança nos resultados depende, em parte, da precisão envolvida na determinação de cada uma das propriedades dos materiais simulados.

O coeficiente de retracção/dilatação térmica de uma mistura betuminosa é dependente das características térmicas das componentes da mistura. Em geral, o coeficiente de retracção/dilatação do betume, na fase sólida (de maior viscosidade), é da ordem de grandeza do coeficiente de retracção/dilatação dos agregados. Na fase menos viscosa (a temperaturas mais altas) esta diferença é significativa.

Este parâmetro é fortemente influenciado pelo teor de betume. Ao aumento do teor em betume corresponde um aumento do valor deste coeficiente. Lytton *et al.* (1993) concluíram que a porosidade da mistura também afecta significativamente o coeficiente de retracção/dilatação térmica das misturas betuminosas. Para valores elevados da porosidade correspondem coeficientes de retracção/dilatação térmica altos.

Zeng & Vinson (1998) demonstraram, usando um ensaio especificamente concebido para tal, que existe uma relação linear entre o coeficiente volumétrico de retracção/dilatação térmica,  $\alpha$ , e a porosidade de uma mistura. De acordo com aquele estudo, por exemplo, um aumento da

porosidade desde 3% a 7%, em volume, resulta, aproximadamente, no dobro do valor de  $\alpha$ . (Figura 4.10).

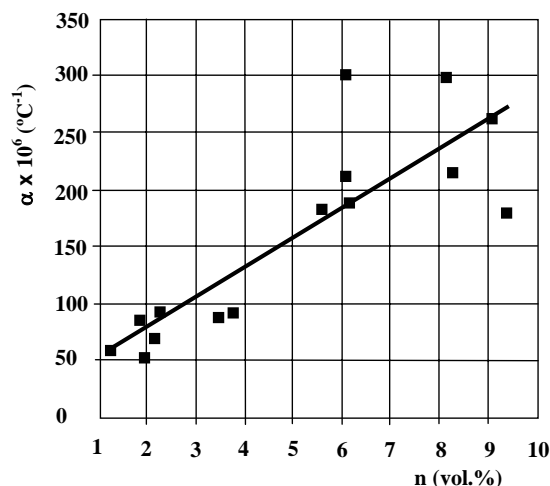


Figura 4.10 – Relação entre o coeficiente de retração térmica e a porosidade (Zeng & Vinson, 1998)

O coeficiente de retração térmica tem sido estimado através do uso de expressões teóricas. No entanto, a melhor avaliação do coeficiente de retração térmica de uma mistura betuminosas deve basear-se na sua medição directa do mesmo.

#### Estimativa teórica do coeficiente de retração térmica

Foi desenvolvida, no âmbito do programa SHRP (Lytton *et al.*, 1993), uma expressão, a seguir apresentada, para estimar o coeficiente de retração térmica em função da composição da mistura e dos coeficientes de retração térmica do betume e do agregado:

$$\alpha_m = \frac{\alpha_b \times VMA + \alpha_a \times (100 - VMA)}{300} \quad (4.30)$$

onde:  $\alpha_m$  = coeficiente de retração térmica da mistura;

$\alpha_b$  = coeficiente de retração térmica do betume;

$\alpha_a$  = coeficiente de retração térmica do agregado;

$VMA$  = vazios na mistura dos agregados.

Esta expressão apresenta alguma falta de precisão, uma vez que os seus resultados apresentam alguma divergência com valores do coeficiente de retração térmica medidos em ensaio. Para além disso, o uso da expressão exige o conhecimento do valor do coeficiente de retração

térmica dos agregados e como este varia de mistura para mistura, nem sempre se encontra disponível. O coeficiente de retracção térmica do betume apresenta valores típicos de  $1.15 \times 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , enquanto que o coeficiente de retracção térmica do agregado apresenta valores muito inferiores que rondam os  $7 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

Verifica-se que o coeficiente de retracção térmica das misturas betuminosas se encontra mais fortemente relacionado com o volume de betume do que com os vazios. Existe ainda uma equação que se considera mais apropriada para a estimativa do coeficiente de retracção de misturas betuminosas (Lytton *et al.*, 1993):

$$\alpha_m = \frac{\alpha_b \times V_{be} + 7 \times 10^{-6} \times (100 - VMA)}{100} \quad (4.31)$$

onde:  $\alpha_m$  = coeficiente de retracção térmica da mistura;

$\alpha_b$  = coeficiente de retracção térmica do betume;

$\alpha_a$  = coeficiente de retracção térmica do agregado;

$V_{be}$  = percentagem volumétrica de betume.

Christensen *et al.* (2004) refere relações entre este coeficiente e os parâmetros de rigidez do betume a baixas temperaturas. Aponta-se como boa opção a correlação entre o coeficiente de retracção térmica do betume e o declive de uma recta que exprime a variação da função fluência em ordem ao tempo numa mistura betuminosa, num referencial logarítmico. Esta função é independente das propriedades do agregado e da composição da mistura:

$$m = \frac{d(\log(D))}{d(\log(t))} \quad (4.32)$$

onde:  $m$  = declive da recta que exprime a fluência em função do tempo;

$D$  = função de fluência;

$t$  = variável tempo.

Assim, em Christensen *et al.* (2004) é proposta a seguinte relação entre o coeficiente de retracção térmica do betume e o valor de  $m$  da mistura:

$$\alpha_b = 5.34 \times 10^{-4} m + 7.72 \times 10^{-5} \quad (4.33)$$

onde:  $\alpha_b$  = coeficiente de retracção térmica do betume;

$m$  = declive da recta, num sistema de eixos logarítmico, representativa da variação da

fluência com o tempo, para um intervalo de tempo entre 5 a 100 segundos, à temperatura de -20°C.

Combinando a Expressão 4.33 com a Expressão 4.31 foi obtida a expressão seguinte, que relaciona o coeficiente de retracção térmica de uma mistura com a composição da mesma e com o valor  $m$  representativo das propriedades viscoelásticas:

$$\alpha_m = \frac{(5.34 \times 10^{-4} m + 7.72 \times 10^{-5}) \times V_{be} + 7 \times 10^{-6} \times (100 - VMA)}{100} \quad (4.34)$$

onde:  $\alpha_m$  = coeficiente de retracção térmica da mistura betuminosa;

$V_{be}$  = percentagem volumétrica de betume;

$VMA$  = vazios da mistura dos agregados.

Esta expressão fornece melhores resultados que a Expressão 4.31, sendo sugerido o uso da Expressão 4.34 para a estimativa do coeficiente de retracção térmica de uma mistura betuminosa quando se pretende analisar o comportamento a baixas temperaturas.

#### 4.7. Efeito das variações de temperatura

A redução progressiva da temperatura de um corpo provoca uma retracção e, caso esta retracção seja restringida, desenvolvem-se tensões de tracção que, atingindo determinado valor limite, constituem estados de tensão críticos. A condição de restringimento, ou de impossibilidade de deslocamento, é normalmente associada à aplicação de uma tensão no domínio em estudo, como uma reacção que anula a extensão provocada por uma retracção livre.

No âmbito do presente estudo importa expor uma abordagem numérica representativa do efeito mecânico das variações de temperatura num corpo viscoelástico restringido. Nesta abordagem teórica as variações de temperatura constituem a acção fundamental que contribui para o estado de tensão/extensão no reforço de um pavimento.

Assim, para a avaliação do efeito das variações de temperatura no reforço de um pavimento, a avaliação do campo de temperaturas admissível de ocorrer num pavimento,  $\dot{T}(t) dt$ , deve ser avaliada quer através da adopção de um modelo teórico de previsão de temperaturas no interior de um pavimento produzindo uma estimativa de temperaturas, quer através da observação directa do mesmo. Desta forma importa também aqui proceder-se a uma explanação de alguns conceitos

teóricos que reflectam a evolução das temperaturas no interior de um pavimento e que permita compreender o fenómeno de carácter transiente.

#### 4.7.1. Abordagem numérica do efeito mecânico das variações de temperatura

Considere-se um corpo com desenvolvimento geométrico linear, de comprimento  $L$ , sem constrangimentos nos seus extremos e com características mecânicas dependentes da temperatura e do tempo de carregamento, que se encontra sujeito a uma variação de temperatura no tempo igual a:

$$\frac{\partial T(t)}{\partial t} dt \quad (4.35)$$

ou:

$$\dot{T}(t) dt \quad (4.36)$$

onde:  $T = f(t) = T(t) =$  evolução da temperatura no tempo.

A variação de extensão,  $d\varepsilon^{t\u00e9rmica}$ , resultante da referida variação de temperatura, durante um intervalo de tempo infinitesimal,  $dt$ , é determinada pela seguinte expressão:

$$d\varepsilon^{t\u00e9rmica} = \alpha(T) \dot{T}(t) dt \quad (4.37)$$

onde:  $\alpha = f(T) = \alpha(T) = \alpha(\dot{T}(t)) =$  coeficiente de retracção térmica.

A variação de temperatura durante um intervalo de tempo,  $t$ , provoca uma extensão que pode ser dada pela expressão:

$$\varepsilon^{t\u00e9rmica} = \int_0^t \alpha(T) \dot{T}(s) ds \quad (4.38)$$

O cumprimento da condição de restringimento mecânico passa por igualar a zero a expressão:

$$\varepsilon = \varepsilon^{mec} + \varepsilon^{t\u00e9rmica} = 0 \quad (4.39)$$

A componente mecânica da extensão,  $\varepsilon^{mec}$ , assume, ao longo do tempo de carregamento, o valor da extensão térmica com o objectivo de garantir a igualdade a zero. Estando-se na presença de materiais com comportamento do tipo viscoelástico linear, as suas características mecânicas, concretamente o módulo de deformabilidade, apresentam uma evolução com o tempo de carregamento. Este tipo de variação do comportamento dum corpo viscoelástico linear conduz a um fenómeno mecânico de fluência (ou de relaxação) e, nestas condições, o material deve ser caracterizado pela sua função de fluência (ou pela sua função relaxação), do tipo:

$$F(t, T) \quad (4.40)$$

Esta função depende da temperatura,  $T$ , e do tempo de carregamento,  $t$ . Tratando-se de um material ao qual se pode aplicar o princípio da equivalência frequência-temperatura, a função fluência passa a depender apenas de uma variável:

$$F\left(\frac{t}{a(T)}\right) \quad (4.41)$$

onde:  $a(T)$  = factor de transformação de frequência-temperatura para uma curva mestra estabelecida para uma temperatura arbitrária,  $Tr$ .

A extensão unidimensional mecânica associada a um carregamento dum tensão,  $\sigma(t)$ , num corpo viscoelástico linear, durante um período de tempo,  $t$ , de acordo com o princípio de Boltzman, é dada por:

$$\varepsilon^{mec} = \int_0^t F(v(t) - v(s)) \frac{d\sigma(s)}{ds} ds \quad (4.42)$$

onde:  $v(s)$  corresponde ao tempo transformado, dado pela expressão:

$$v(s) = \int_0^s \frac{du}{a(\theta(u))} \quad (4.43)$$

Conjugando as Expressões 4.38, 4.39 e 4.42, a extensão total unidimensional que um corpo, com comportamento viscoelástico linear pode sofrer, sob a acção de uma variação de temperatura e de uma tensão, é dada por:

$$\varepsilon^{total} = \varepsilon^{mec} + \varepsilon^{térmica} = \int_0^t F(v(t)-v(s)) \frac{d\sigma(s)}{ds} ds + \int_0^t \alpha(T) \dot{T}(s) ds \quad (4.44)$$

As condições de contracção/dilatação restringida são traduzidas pela imposição da condição de  $\varepsilon^{total} = 0$ , passando a Expressão 4.44 a obedecer à condição expressa na Equação 4.39 e apresentando a seguinte forma:

$$\int_0^t F(v(t)-v(s)) \frac{d\sigma(s)}{ds} ds = - \int_0^t \alpha(T) \dot{T}(s) ds \quad (4.45)$$

ou ainda:

$$\sigma(t) = \int R(v(t)-v(s)) \alpha(T(s)) \dot{T} ds \quad (4.46)$$

onde:  $R(v(t)-v(s))$  = função relaxação do material (inversa da função fluência).

#### 4.7.2. Abordagem numérica ao comportamento térmico dos pavimentos

As variações de temperatura podem ser modeladas recorrendo-se a princípios da termodinâmica, que integram leis representativas dos mecanismos de transferência de calor, permitindo modelar a variação espacial e temporal das temperaturas num meio em estudo.

Sempre que exista um gradiente de temperaturas num sistema, ou quando dois corpos a diferentes temperaturas estão em contacto, ficam reunidas as condições necessárias para a ocorrência de transferências de energia calorífica. Este processo de trocas de energia é conhecido por transferência de calor. A transferência de calor pode processar-se através de três modos distintos: por condução, por convecção e por radiação térmica. A maioria dos modelos de representação da evolução do campo térmico num determinado corpo baseia-se em teorias gerais sobre processos de transferência de calor e considerando os três modos distintos referidos.

A condução de calor consiste num processo térmico pelo qual se dá a transferência de calor, ou de energia calorífica, a partir de zonas com temperaturas altas para zonas com temperaturas mais baixas, através de um meio (sólido, líquido ou gasoso) ou através de meios que estejam em contacto físico directo. A energia calorífica é transmitida através da comunicação molecular directa, sem apreciável deslocamento de moléculas.

A lei básica que relaciona o fenómeno de transferência de calor com o gradiente de temperaturas foi proposta pelo físico francês Fourier. Esta lei estabelece que, para um sólido homogéneo, o fluxo de calor (calor por unidade de área) que se estabelece é proporcional ao gradiente de temperaturas existente nesse sólido, de acordo com a expressão seguinte (Ketkar, 1960):

$$q = \frac{Q}{A} = k \text{ Grad} T \quad (4.47)$$

onde:  $Q$  = quantidade de calor, em watts ou Btu/h;

$q$  = fluxo de calor (quantidade de calor por área unitária);

$A$  = área da secção pela qual se transfere a energia calorífica;

$T$  = temperatura (°C);

$k$  = condutibilidade térmica;

$\text{Grad}$  = é o operador de gradiente, definido por:  $\text{Grad} = \frac{\partial}{\partial x} \hat{i} + \frac{\partial}{\partial y} \hat{j} + \frac{\partial}{\partial z} \hat{k}$  .

O fluxo de calor dá-se na direcção do decréscimo da temperatura sendo o gradiente das temperaturas negativo e, como o fluxo de calor tem de ser um valor positivo, a lei de Fourier apresenta a seguinte forma:

$$q = -k \times \text{Grad} T \quad (4.48)$$

onde:  $q$  = vector de fluxo de calor;

$k$  = vector da condutibilidade térmica;

$T$  = temperatura – valor escalar.

$\text{Grad}$  = é o operador de gradiente, definido por:  $\text{Grad} = \frac{\partial}{\partial x} \hat{i} + \frac{\partial}{\partial y} \hat{j} + \frac{\partial}{\partial z} \hat{k}$  .

As três componentes do vector de fluxo de calor,  $q$ , no sistema de coordenadas cartesiano podem ser escritas do seguinte modo:

$$q_x = -k_x \frac{\partial T}{\partial x} \quad (4.49)$$

$$q_y = -k_y \frac{\partial T}{\partial y} \quad (4.50)$$

$$q_z = -k_z \frac{\partial T}{\partial z} \quad (4.51)$$

onde:  $k_i$  = condutibilidade térmica ( $i = x, y, z$ );

$T$  = temperatura – valor escalar.

A condutibilidade térmica de um material é uma importante propriedade que controla a taxa de fluxo de calor num meio contínuo. A condutibilidade térmica apresenta uma grande variedade de valores para os diversos materiais usados em engenharia. Na prática, a análise térmica é inerentemente não-linear resultante do facto de a condutibilidade variar com a temperatura. A baixas temperaturas a condutibilidade térmica é muito dependente da temperatura (Ketkar, 1960).

O principal objectivo duma avaliação térmica é o de determinar a distribuição de temperaturas num meio (num modelo), resultante das condições impostas nas suas fronteiras. Uma vez conhecida a distribuição das temperaturas num meio, a partir da lei de Fourier de condução de calor pode ser calculado o fluxo de calor em qualquer ponto do meio (do modelo), ou em qualquer ponto da sua fronteira. Esta distribuição de temperaturas pode ser usada para calcular outras grandezas, tais como as tensões térmicas, ou pode ser usada para otimizar perdas e ganhos de calor (energia).

Considerando a primeira lei da termodinâmica que estabelece o princípio da conservação da energia térmica, e conjugando a lei de Fourier de condução de calor que relaciona o fluxo de calor com o gradiente térmico, o problema de transferência de calor por condução no interior de um corpo fica solucionado, resultando a seguinte forma cartesiana da equação de condução de calor:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \dot{q} = \rho C \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.52)$$

onde:  $\dot{q}$  = taxa de geração de calor no interior do volume em estudo;

$k_i$  = condutibilidade térmica ( $i = x, y, z$ );

$\rho$  = densidade do meio;

$C$  = calor específico do material;

$T$  = temperatura.

A solução da equação de condução do calor estabelece a distribuição das temperaturas num domínio. Para um meio isotrópico e com condutibilidade térmica constante, a Equação 4.52 passa a exibir a seguinte forma (Dewit & Incopera, 1996):

$$\nabla^2 T + (\dot{q}/k) = 1/\phi \times (\partial T/\partial t) \quad (4.53)$$

onde:  $\phi$  = difusibilidade térmica dada por:  $\phi = \frac{k}{\rho \times C}$ ;

$\rho$  = densidade do meio;

$C$  = calor específico do material;

$\dot{q}$  = taxa de geração de calor no interior do volume em estudo;

$k$  = condutibilidade térmica.

$T$  = temperatura.

A equação anterior pode assumir diversas formas, conforme o tipo de particularização:

- Para a situação em que não há geração interna de energia e em que o modelo se encontra em estado transitório, ou transiente, assume a forma da equação de Fourier:

$$\nabla^2 T = 1/\phi \times (\partial T/\partial t) \quad (4.54)$$

- Para a situação em que o modelo se encontra em estado estacionário, com geração interna de energia e com propriedades constantes, a forma aplicável é a equação de Poisson:

$$\nabla^2 T + (\dot{q}/k) = 0 \quad (4.55)$$

- Se o modelo se encontra em estado estacionário, sem geração de energia e com propriedades independentes da temperatura, a equação adopta a seguinte forma da equação de Laplace:

$$\nabla^2 T = 0 \quad (4.56)$$

A equação de condução de calor pode apresentar uma infinidade de soluções se não forem impostas as condições iniciais do fenómeno, para problemas transientes, e as condições fronteira. As condições iniciais do problema impõem uma distribuição de temperaturas no meio (no modelo) definidas para o instante  $t=0$ . As condições fronteira especificam o fluxo de calor ou a temperatura nas fronteiras do domínio, podendo ser classificadas em três categorias:

1. **Condições fronteira de Dirichlet** – são também conhecidas como as condições fronteira de primeira ordem. Neste caso é definida a temperatura numa porção de fronteira para cada instante ou pode ser definida em função do tempo  $T(x, y, z, t)$ ;
2. **Condições fronteira de Neuman** – são também conhecidas como as condições fronteira de segunda ordem. Neste caso é definida a derivada normal da temperatura ( $q_f$  – fluxo de calor) numa porção da fronteira do meio, do seguinte modo:

$$(\partial T / \partial n)_{\text{sup}} = f(x, y, z, t) = q'' \quad (4.57)$$

Quando a derivada da temperatura, ou o fluxo, é definida igual a zero, a condição fronteira é caracterizada por uma superfície adiabática.

3. **Condições fronteira Mistas** – são também conhecidas como condições fronteira de 3º grau. Nestas condições é especificada para uma porção de fronteira, uma combinação de fluxo de calor e de temperaturas. Isto corresponde a um arrefecimento ou aquecimento por convecção/radiação na superfície e pode ser escrito como:

$$-k(\partial T / \partial n)_{\text{sup}} = q'' = h(T_{\text{sup}} - T_{\text{ar}}) + \epsilon \sigma (T_{\text{sup}}^4 - T_{\text{ar}}^4) \quad (4.58)$$

onde:  $\epsilon$  = emissividade da superfície do pavimento;  
 $\sigma$  = constante de Boltzman;  
 $h$  = coeficiente de transferência de calor;  
 $T_{\text{sup}}$  = temperatura da superfície;  
 $T_{\text{ar}}$  = temperatura ambiente.

Linearizando o termo da radiação:

$$-k(\partial T / \partial n)_{\text{sup}} = h(T_{\text{sup}} - T_{\text{ar}}) + \epsilon \sigma (T_{\text{sup}} + T_{\text{ar}})(T_{\text{sup}}^2 - T_{\text{ar}}^2)(T_{\text{sup}} - T_{\text{ar}}) \quad (4.59)$$

$$-k(\partial T / \partial n)_{\text{sup}} = h_c(T_{\text{sup}} - T_{\text{ar}}) + h_r(T_{\text{sup}} - T_{\text{ar}}) \quad (4.60)$$

onde:  $h_c$  = coeficiente de transferência de calor convectivo;  
 $h_r$  = coeficiente de transferência de calor radiactivo;  
 $\epsilon$  = emissividade da superfície do pavimento;  
 $\epsilon$  = emissividade da superfície do pavimento;  
 $\sigma$  = constante de Boltzman;

$T_{sup}$  = temperatura da superfície;

$T_{ar}$  = temperatura ambiente.

### ***Particularização para pavimentos rodoviários***

A distribuição de temperaturas em profundidade numa secção vertical de um pavimento, num determinado instante, é governada pelos princípios da transferência de calor por condução e pelo balanço de energia resultante da interacção entre o pavimento e a sua envolvente. No seu interior, o processo é governado pela equação da condução de calor e o parâmetro que caracteriza termicamente o pavimento é a difusividade térmica. A interacção com a envolvente é governada por fenómenos de transferência de calor baseados nos modos de radiação e convecção.

O conjunto constituído pelo sistema de camadas de um pavimento e pelo solo de fundação pode ser considerado como um meio semi-infinito, com dimensão infinita no sentido inferior, sem geração interna de energia, o que torna aplicável a particularização de Fourier. Dado o carácter infinito do desenvolvimento horizontal dos pavimentos, o problema de condução de calor no seu interior assume um carácter unidimensional, na direcção vertical, podendo ser representado pelas seguintes equações, resultantes da particularização da expressão de Fourier (4.54):

$$\frac{\partial^2 T_1}{\partial z^2} = \frac{1}{\alpha_1} \frac{\partial T_1}{\partial t} = \frac{(\rho C)_1}{k_1} \frac{\partial T_1}{\partial t} \quad \text{para } 0 \leq z \leq e_1 \quad (4.61)$$

$$\frac{\partial^2 T_2}{\partial z^2} = \frac{1}{\alpha_2} \frac{\partial T_2}{\partial t} = \frac{(\rho C)_2}{k_2} \frac{\partial T_2}{\partial t} \quad \text{para } e_1 \leq z \leq e_2 \quad (4.62)$$

onde:  $z$  = profundidade a partir da superfície e no sentido descendente;

$t$  = tempo;

$e_i$  = espessuras do pavimento;

$T$  = temperatura;

$\rho$  = densidade do meio;

$C$  = calor específico do material;

$k$  = condutibilidade térmica;

$\alpha$  = coeficiente de retracção térmica;

índice 1 = pavimento;  
índice 2 = solo de fundação.

Estas equações estão sujeitas a condições iniciais, para  $t=0$ , de distribuição de temperaturas conhecidas,  $T_1(z,t)$ ,  $T_2(z,t)$  e às seguintes condições fronteira:

1. À profundidade  $z=e_2$ , a temperatura do solo de fundação é constante e não é influenciável pelas variações climáticas diárias, ou de curto-prazo, o que a torna uma condição fronteira de Dirichlet, ou de primeira ordem;
2. Na zona de superfície do pavimento,  $z=0$ , as condições fronteira são de 3º grau, ou condições fronteira mistas, que devem expressar a interacção energética entre o pavimento e a sua envolvente:

$$-k \frac{\partial T_1}{\partial z} = q_i + q_e + q_f + q_c \quad (4.63)$$

onde:  $q_i$  = intensidade de radiação térmica solar incidente;

$q_f$  = intensidade da radiação reflectida a partir do pavimento;

$q_e$  = intensidade de radiação emitida da superfície do pavimento para a envolvente;

$q_c$  = transferência de calor por convecção.

3. Condição fronteira na zona de interface entre a camada de pavimento e o solo de fundação,  $z=e_1$ :

$$k_1 \frac{\partial T_1}{\partial z} = k_2 \frac{\partial T_2}{\partial z} \quad (4.64)$$

### ***Interacção térmica entre o pavimento e a envolvente***

Durante o dia, a transferência de calor entre um pavimento e a sua envolvente por interacção energética consiste no resultado do balanço da radiação entre estes dois elementos, conjuntamente com o resultado das trocas de calor por convecção. Para a avaliação do balanço energético por radiação, ou da radiação térmica, devem ser consideradas a radiação solar que atinge a superfície do pavimento, de curto comprimento de onda, ou alta frequência, a radiação emitida pela superfície do pavimento, de grande comprimento de onda, e a radiação difusa emitida pela atmosfera terrestre, de grande comprimento de onda.

Normalmente é assumido que a superfície do pavimento emite radiação de grande comprimento de onda, considerando-se como um corpo negro. Assim, a radiação emitida pela superfície do pavimento pode ser expressa por uma lei derivada da lei de radiação de Planck, proposta por Stefan-Boltzman (Hermansson, 2001) e que assenta no princípio de que a radiação total emitida por um corpo negro é proporcional à quarta potência da temperatura absoluta do corpo e pode ser traduzida pela expressão:

$$q_e = \varepsilon_e \sigma T_{sup}^4 \quad (4.65)$$

onde:  $q_e$  = radiação emitida pela superfície da terra;  
 $\varepsilon_e$  = coeficiente de emissão de radiação;  
 $\sigma$  = constante de Stefan-Boltzman;  
 $T_{sup}$  = temperatura à superfície do pavimento.

A atmosfera terrestre absorve a radiação incidente e emite-a como radiação de grande comprimento de onda para a superfície do pavimento. Este tipo de radiação emitida é absorvida pelo pavimento, e pode ser calculada pela expressão proposta em (Dewit & Incopera, 1996):

$$q_a = \varepsilon_a \sigma T_{ar}^4 \quad (4.66)$$

onde:  $q_a$  = radiação absorvida pela superfície da terra;  
 $\varepsilon_a$  = coeficiente de absorção de radiação de grande comprimento de onda;  
 $\sigma$  = constante de Stefan-Boltzman;  
 $T_{ar}$  = temperatura do ar.

Diversos autores entre os quais, Donath *et al.* (2002) e Picado-Santos (1994), consideram o balanço da intensidade de radiação de grande comprimento de onda (ou radiação térmica) através da expressão seguinte:

$$q_r = h_r (T_{sup} - T_{ar}) \quad (4.67)$$

onde:  $q_r$  = balanço da intensidade de radiação de grande comprimento de onda;  
 $h_r$  = coeficiente de transferência de calor por radiação, ou de radiação térmica.  
 $T_{ar}$  = temperatura do ar;  
 $T_{sup}$  = temperatura à superfície do pavimento.

O coeficiente de radiação térmica, pode ser obtido pela seguinte expressão (Donath *et al.*, 2002):

$$h_r = \epsilon \sigma (T_{sup} + T_{ar}) (T_{sup}^2 + T_{ar}^2) \quad (4.68)$$

onde:  $h_r$  = coeficiente de transferência de calor por radiação, ou de radiação térmica.

$\epsilon$  = emissividade da superfície do pavimento;

$\sigma$  = constante de Stefan-Boltzman;

$T_{ar}$  = temperatura do ar;

$T_{sup}$  = temperatura à superfície do pavimento.

Parte da radiação de alta-frequência (comprimento de onda curto) emitida pelo sol é dispersada difusivamente pela atmosfera da terra em todas as direcções. A radiação difusa que atinge a terra é designada por radiação incidente difusa.

A radiação emitida pelo sol que atinge a terra sem ser reflectida pelas nuvens, absorvida ou dispersada pela atmosfera é designada por radiação incidente directa, de comprimento de onda curto (alta-frequência). A radiação total incidente (radiação directa+radiação difusa) pode ser estimada usando a expressão seguinte (Ozisik, 1985):

$$q_i = \eta s_c f \cos \theta \quad (4.69)$$

onde:  $q_i$  = radiação térmica solar incidente;

$\eta$  = factor de perda que considera a dispersão e a absorção da radiação de alta-frequência pela atmosfera;

$s_c$  = constante solar (1353 W/m<sup>2</sup>);

$f$  = factor que considera a excentricidade da órbita da terra;

$\theta$  = ângulo zenital.

A radiação solar incidente efectiva absorvida pela superfície do pavimento,  $q_s$ , pode ser determinada pela seguinte equação (Picado-Santos, 1994):

$$q_s = \alpha_s \times q_i \quad (4.70)$$

onde:  $q_s$  = radiação solar incidente absorvida pela superfície do pavimento;

$\alpha_s$  = coeficiente de absorção da radiação solar.

$q_i$  = radiação térmica solar incidente;

#### 4.8. Conclusões

No presente capítulo apresenta-se a caracterização teórica do comportamento das misturas betuminosas orientada para a modelação de reforços de pavimentos perante as solicitações do tráfego e das variações de temperatura.

Atendendo a estas solicitações, consideraram-se dois tipos de comportamento relevantes para a reflexão de fendas: comportamento à fadiga e o comportamento baseado na viscoelasticidade linear, concretamente a relaxação.

A simulação do comportamento mecânico do pavimento perante a acção das variações de temperatura envolve a assumpção dum comportamento viscoelástico linear (relaxação), por se tratar duma solicitação à qual se associa um tempo de carregamento longo e, portanto, com frequência de carregamento baixa a muito baixa. No caso da simulação da acção do tráfego deve assumir-se um carregamento de frequência alta, do tipo da fadiga, por se tratar duma solicitação com tempo de carregamento muito curto.

Para efeitos da avaliação do estado de tensão e deformação dos pavimentos devido à acção do tráfego, as misturas betuminosas devem ser caracterizadas pela sua rigidez, sendo esta propriedade geralmente apresentada em termos de módulo de rigidez e ângulo de fase.

Os estados de tensão e deformação de origem exclusivamente térmica são muito dependentes do coeficiente de retracção térmica. No presente capítulo foi efectuada uma abordagem sobre a estimativa teórica do coeficiente de retracção térmica, sugerindo relações teóricas para a sua determinação em função dos factores que o influenciam.

As abordagens teóricas ao estudo do efeito das variações de temperatura nos reforços, apresentadas no presente capítulo, conduziram a uma identificação dos factores que se consideram preponderantes e cuja avaliação no presente estudo se reveste de fundamental importância. Desta identificação resultaram os seguintes factores: distribuição espacial e temporal dos gradientes de temperatura no pavimento, propriedades viscoelásticas, concretamente o módulo de relaxação,  $R(T,t)$ , e o módulo de rigidez,  $|E^*|(T,f)$ , coeficiente de retracção térmica,  $\alpha$ , e leis de fadiga determinadas para o intervalo de temperaturas em estudo.

## 5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS MISTURAS BETUMINOSAS

### 5.1. Introdução

O estudo da reflexão de fendas em reforços de pavimentos, considerando as variações de temperatura, necessita duma avaliação prévia das características das misturas betuminosas utilizadas na estrutura do reforço. As propriedades mecânicas das misturas betuminosas consideradas predominantes para o presente estudo foram já referidas na identificação dos mecanismos de ruína associados à avaliação dos estados de tensão nos reforços, quer provocados pelo tráfego quer provocados pela acção das variações de temperatura. Estas propriedades são o módulo de rigidez, o ângulo de fase, o coeficiente de retracção térmica e as propriedades viscoelásticas, expressas pelo módulo de relaxação, conforme análise realizada no capítulo anterior.

No sentido de caracterizar uma resistência à reflexão de fendas, em termos de vida previsível do reforço, é avaliada a resistência ao fendilhamento por fadiga das misturas betuminosas do reforço do pavimento. As relações do tipo  $\varepsilon = f(\text{ciclos de carga})$  estabelecidas na avaliação da resistência à fadiga das misturas betuminosas são necessárias para, com base no conhecimento da extensão de Von Mises, ser avaliada a resistência à reflexão de fendas do reforço do pavimento.

No presente capítulo apresenta-se uma avaliação laboratorial das características mecânicas das misturas betuminosas consideradas no presente estudo, e que envolve a avaliação do módulo de rigidez, do ângulo de fase, do coeficiente de retracção térmica, do módulo de relaxação e do comportamento à fadiga.

Esta avaliação é realizada para duas misturas betuminosas com características adequadas à aplicação em camadas de reforço, nomeadamente: uma mistura betuminosa de desgaste convencional e uma mistura betuminosa com betume modificado com borracha, de granulometria descontínua. Estas misturas betuminosas foram extraídas duma secção do pavimento do IP4, através do corte de lajes, a partir das quais se extraíram os provetes de ensaio.

## 5.2. Considerações para estudo da reflexão de fendas

Tendo em vista a persecução do objectivo deste trabalho, ou seja, o estudo do efeito das variações de temperatura da reflexão de fendas, apresentam-se a seguir os principais aspectos a considerar numa avaliação objectiva do fenómeno em estudo e que estão relacionados com os principais mecanismos de degradação envolvidos, nomeadamente as solicitações, os materiais e a metodologia de verificação do comportamento à reflexão de fendas dum reforço.

No Capítulo 3 foram apresentados os principais aspectos e a articulação que se considera mais adequada para a avaliação da reflexão de fendas, considerando o efeito da temperatura. Considera-se que a articulação apresentada reflecte a ideia conceptual que deverá estar na base do funcionamento de uma metodologia de concepção de reforços de pavimentos.

A preparação de um estudo sobre a influência da temperatura na reflexão de fendas exige a realização de diversos trabalhos, quer de carácter experimental quer de tratamento numérico, enquadrados num conjunto de aspectos que se esquematizam na Figura 5.1.

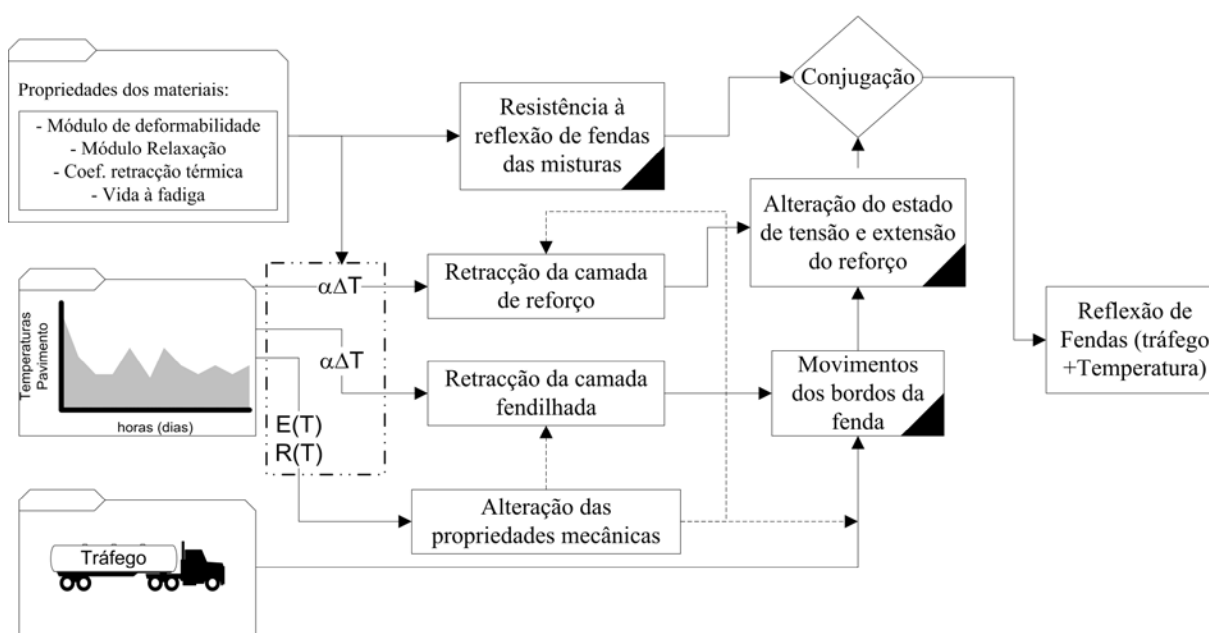


Figura 5.1 – Avaliação da reflexão de fendas considerando as variações de temperatura

Da análise do esquema da Figura 5.1 destaca-se os aspectos, a seguir indicados, à volta dos quais se deverá desenvolver o trabalho aqui proposto e cujo tratamento se considera fundamental.

- solicitações intervenientes no fenómeno da reflexão de fendas e que contribuem para a degradação do reforço de pavimento – acção das variações de temperatura. Estes aspectos são tratados detalhadamente no Capítulo 6;

- avaliação das propriedades dos materiais que constituem o pavimento e o reforço – módulo complexo, módulo de relaxação, coeficiente de retracção térmica e a resistência à fadiga. Estes aspectos são tratados detalhadamente no presente capítulo;
- avaliação do estado de tensão/extensão resultante da acção do tráfego e da temperatura – adopção de modelos numéricos que contemplem os mecanismos de degradação. Estes aspectos são tratados detalhadamente no Capítulo 7;
- metodologia de verificação do estado de tensão/extensão a partir da resistência à reflexão de fendas do material de reforço – adopção de uma metodologia de verificação da ocorrência da reflexão de fendas. Estes aspectos são tratados no Capítulo 7.

Na Figura 5.2 apresenta-se um diagrama de fluxo que reflecte a metodologia de trabalho conducente a uma avaliação da reflexão de fendas, de acordo com os aspectos da Figura 5.1.

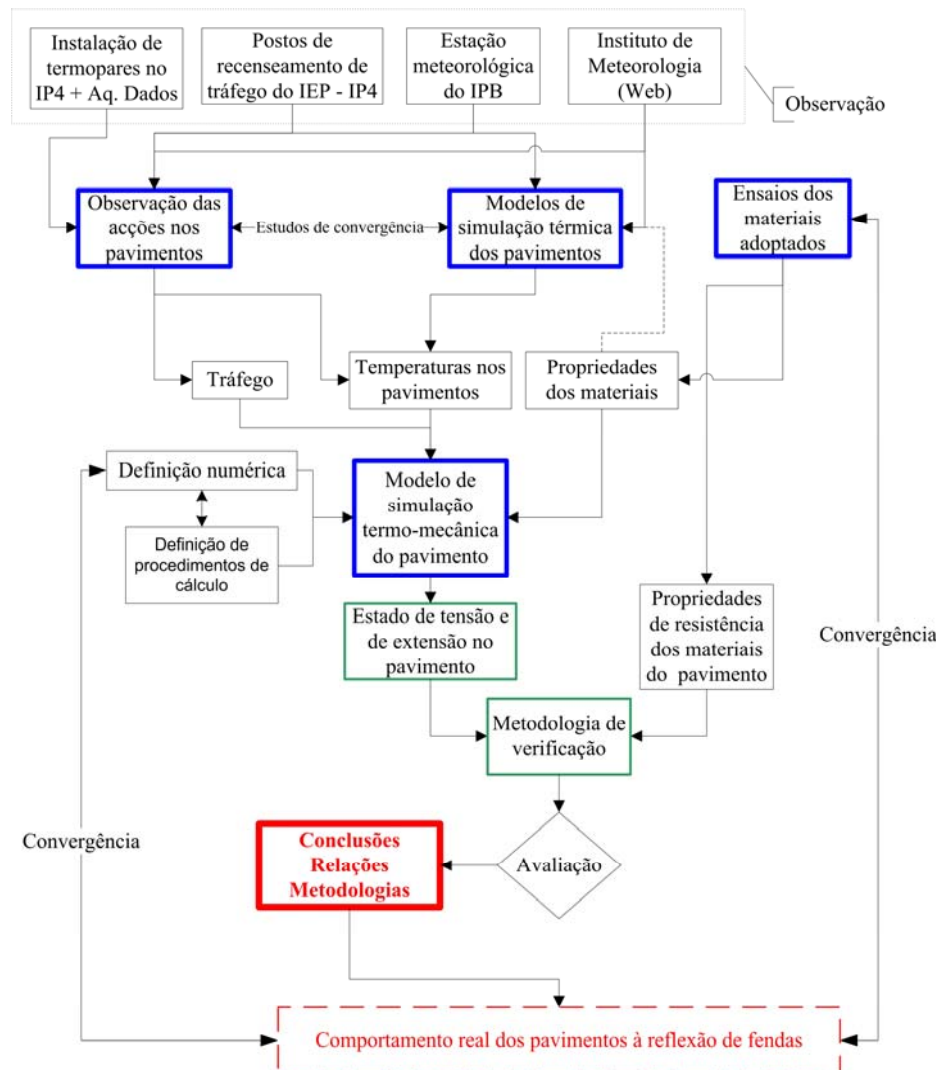


Figura 5.2 – Metodologia de trabalho para avaliação da reflexão de fendas, considerando as variações de temperatura

### 5.2.1. Solicitações consideradas

As solicitações consideradas no presente estudo são a acção do tráfego e a variação horária das temperaturas, consideradas em profundidade do pavimento, durante um determinado período de tempo. Para efeito do presente estudo foi considerado, para análise, o período de tempo de um ano, compreendido entre Janeiro de 2004 e Dezembro de 2004.

A conjugação do efeito da acção da temperatura e da acção do tráfego conduz à situação de carregamento mais desfavorável, sob ponto de vista do fenómeno da reflexão de fendas. Para uma avaliação do dano ocorrido no pavimento em estudo ao longo do período em análise, foram utilizados dados do Instituto de Estradas de Portugal, referentes a contagens de tráfego obtidas no posto de contagem de tráfego nº 5, localizado no Itinerário Principal nº 4, ao quilómetro 200.000. A caracterização do tráfego reflecte uma distribuição do tráfego, em volume e em agressividade, ao longo do período de tempo considerado. No Capítulo 7 são apresentados os estudos de tráfego orientados para o presente trabalho.

Para uma correcta avaliação do efeito das variações de temperatura nos reforços de pavimentos torna-se necessário conhecer a evolução da temperatura, verosímil de ocorrer num pavimento e no período de tempo analisado,  $\dot{T}(t) dt$ , e capaz de provocar retracção térmica que possa ser considerada como condicionante do fenómeno. A necessidade de definição deste parâmetro justifica-se pela sua inclusão em expressões do tipo das apresentadas no capítulo anterior, para obtenção de estados de tensão/extensão nos pavimentos.

A definição do campo de temperaturas a considerar num estudo deste tipo pode resultar de dois possíveis procedimentos: observação *in situ* ou por adopção de um modelo teórico de previsão de temperaturas no interior de um pavimento. Para o trabalho em análise, a caracterização do campo de temperaturas ao longo do ano baseou-se numa observação da evolução das temperaturas numa secção de pavimento do IP4, localizada ao quilómetro 197.700, baseada num registo horário das temperaturas, a várias profundidades do pavimento. Desta observação resultou um conjunto de perfis térmicos do pavimento, de periodicidade horária, que serviram de base, quer à caracterização da acção térmica considerada na modelação numérica, quer à calibração de modelos representativos do comportamento real dos pavimentos.

A observação *in situ* do campo de temperaturas serviu igualmente para validar o desenvolvimento e implementação de um modelo teórico de previsão do campo de temperaturas no interior de um pavimento, apresentado em Minhoto *et al.* (2005). A obtenção e tratamento dos campos de temperaturas considerados neste estudo são apresentados no Capítulo 6.

A caracterização completa das solicitações consideradas deve contemplar a sua definição em termos de tempo e modo de actuação, uma vez que destes depende a caracterização das propriedades dos materiais. De acordo com as conclusões do Capítulo 3, o estado de tensão no reforço induzido pela acção do tráfego resulta principalmente de movimentos nos bordos das fendas considerados como rápidos ou muito rápidos, frequentes (ou muito frequentes) e variáveis em amplitude. As propriedades dos materiais betuminosos a considerar em análises numéricas que envolvam o tráfego devem ser determinadas para tempos de carregamento curtos ou muito curtos.

No caso da acção das variações de temperatura nas camadas do pavimento, e da variação do estado higrométrico do solo de fundação, os estados de tensão induzidos no reforço resultam de movimentos dos bordos das fendas em modo I (abertura), apresentando-se este tipo de movimentos de lentos a muito lentos, com frequências de ocorrência muito baixas e com grandes amplitudes.

### 5.2.2. Avaliação das propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais adoptados nas camadas dos pavimentos em estudo constituem um dos principais factores que condicionam o fenómeno da reflexão de fendas sob condições de variações de temperatura. O estado de tensão/extensão resultante da actuação das variações de temperatura é fortemente influenciado pelas propriedades dos materiais envolvidos, nomeadamente as misturas betuminosas, conforme se constatou no capítulo anterior. Deste modo, as propriedades das misturas betuminosas consideradas no presente estudo incluíram as seguintes:

- coeficiente de retracção térmica,  $\alpha$ ;
- módulo de relaxação,  $R(T,t)$ ;
- módulo de complexo,  $|E^*| (T,f)$ ;
- leis de fadiga determinadas para o intervalo de temperaturas em estudo.

Para a avaliação do estado de tensão do reforço de um pavimento, pode constatar-se que o coeficiente de retracção térmica,  $\alpha = f(T) = \alpha(T) = \alpha(\dot{T}(t))$ , constitui uma das principais propriedades responsáveis pela variação, de origem térmica, do estado de tensão e consequentemente do estado de extensão no pavimento. Assim, a avaliação laboratorial do

coeficiente de retracção térmica deve constituir uma das principais preocupações na observação experimental das misturas e reveste-se de grande importância na persecução do presente estudo.

Com base ainda no exposto no Capítulo 4, uma vez que o carregamento térmico assume um carácter de longa duração, a avaliação das propriedades viscoelásticas das misturas betuminosas constitui igualmente uma tarefa experimental importante. A propriedade avaliada, que pretende reflectir o carácter de relaxação ao longo do tempo de carregamento térmico, foi o módulo de relaxação, avaliado e estabelecido para uma gama de temperaturas compreendidas entre -5 °C e 25 °C, intervalo esse resultante da análise da observação *in situ* ao longo do período em estudo.

A avaliação da conjugação do efeito da acção da temperatura e da acção do tráfego exige que sejam analisados os estados de tensão/extensão nos reforços dos pavimentos para a situação de carregamento devido à acção mecânica do rodado de um eixo. Nesse sentido, e considerando que o carregamento do tráfego assume um carácter de curta duração, a avaliação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas passa pela avaliação do módulo complexo, para uma gama de frequências representativa da velocidade de circulação do tráfego e para a gama de temperaturas adoptada para o presente estudo.

Uma vez que a avaliação da gravidade do fenómeno em estudo passa pela análise do efeito do tráfego, considerado como ocorrendo ciclicamente, torna-se fundamental enveredar pela avaliação de leis de fadiga para as misturas betuminosas, com o objectivo de verificar a reflexão de fendas. Tratando-se este de um estudo sobre variações de temperatura, deve ser avaliada a fadiga para a gama de temperaturas adoptada para a obtenção de outras propriedades. Neste capítulo apresenta-se um desenvolvimento do tratamento de todos os aspectos relacionados com a caracterização das propriedades das misturas betuminosas.

### **5.2.3. Modelação**

No esquema da Figura 5.1, a obtenção do estado de tensão/extensão nos reforços de pavimentos realiza-se através do uso de modelos numéricos baseados na metodologia dos elementos finitos. Estes modelos simulam o comportamento mecânico dos pavimentos com base na caracterização das propriedades dos materiais estabelecidas neste capítulo e com base na caracterização das solicitações a que o pavimento está sujeito, ou seja, do tráfego e das variações de temperatura. Os modelos avaliam os estados de tensão e extensão no pavimento que permitam obter os parâmetros de “controlo” da reflexão de fendas.

O desenvolvimento dos modelos foi orientado para dar resposta à resolução de problemas de dois tipos: problemas de carácter térmico e problemas de carácter mecânico. A modelação numérica, numa vertente térmica, consistiu na concepção de modelos de elementos finitos, capazes de simular o comportamento térmico do pavimento. Estes modelos produzem perfis horários de temperaturas nos nós do modelo de elementos finitos representativo do pavimento, a partir do fornecimento dos dados climáticos horários e conhecida a difusividade térmica dos materiais. Os modelos de carácter térmico devem interagir com modelos de carácter mecânico, através da permuta de dados de temperaturas nos nós, disponibilizando desta forma perfis térmicos para o seu funcionamento.

Os modelos numéricos de base mecânica foram concebidos para funcionarem a partir da caracterização térmica do pavimento, realizada pelos modelos de carácter térmico, e apresentam capacidades de funcionamento quer em modo transiente, para os casos em que o material exhibe carácter viscoelástico, quer em modo de estado estacionário, para os casos de comportamento elástico-linear, associado ao carregamento do tráfego, materializado pela aplicação dum rodado dum eixo padrão.

Como resultado do funcionamento destes modelos são obtidos estados de tensão/extensão dos quais se podem obter parâmetros de controlo da reflexão de fendas, como por exemplo as extensões desviatórias, função das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos.

#### **5.2.4. Metodologia de verificação da reflexão de fendas**

Conforme referido no Capítulo 3, a abordagem clássica ao problema da reflexão de fendas tem sido baseado no uso da mecânica da fractura para controlo e verificação do fenómeno da reflexão de fendas. No entanto, também se reconhece que as condições de homogeneidade, isotropia e linearidade não estão suficientemente cumpridas para a aplicação indiscutível desta metodologia, quer em termos de avaliação experimental das misturas quer em termos de representação fiel do fenómeno. Atendendo a este facto optou-se, no presente trabalho, por uma abordagem diferente, orientada para uma utilização de conceitos desviatórios da tensão e da extensão, baseada no critério de Von Mises.

Esta decisão é reforçada pela conclusão de que o uso do critério de Von Mises, em termos de extensões, é o que melhor se ajusta a um processo de verificação do comportamento de reforços de pavimentos sujeitos ao fenómeno de reflexão de fendas. No presente trabalho considera-se a metodologia proposta por Sousa *et al.* (2002) como uma base de trabalho pertinente.

### 5.3. Materiais e ensaios utilizados

Neste trabalho pretende avaliar-se o comportamento de duas misturas betuminosas, no sentido de se poder concluir acerca de comportamentos diferenciados destes materiais, quando aplicados no reforço de um pavimento. Para que as misturas betuminosas utilizadas apresentem características o mais próximas possível das características exibidas normalmente *in situ*, extraíram-se de lajes de mistura betuminosa aplicada no reforço de um pavimento, em dois tipos de pavimentos localizados no Itinerário Principal nº 4, em zonas próximas do local onde se realizaram observações de temperaturas no interior do pavimento.

Um dos pavimentos contém um reforço realizado com uma mistura betuminosa descontínua com Betume Modificado com Borracha (BMB). O outro pavimento encontra-se sujeito ao mesmo tráfego e variações de temperatura, e a sua camada de reforço está constituída por uma mistura convencional de desgaste. O material das amostras do primeiro pavimento convencionou-se designar por mistura com BMB, enquanto o material do segundo pavimento passou-se a designar por mistura convencional. As características de cada tipo de mistura foram obtidas a partir de ensaios, realizados na Direcção Distrital de Bragança do Instituto de Estradas de Portugal, sobre amostras extraídas dos pavimentos referidos, logo após a sua realização.

Relativamente à mistura convencional, as amostras ensaiadas foram retiradas das lajes extraídas ao km 191.900 do IP4 tendo-se obtido as seguintes características:

- percentagem de betume, do tipo (50/70), da mistura foi de 5.4%;
- os agregados são provenientes da britagem de rocha granítica de uma pedreira localizada em Sortes, Bragança, e as suas características físicas e mecânicas são as habituais dos agregados do Norte de Portugal;
- a granulometria do agregado é representada através da curva granulométrica apresentada na Figura 5.3.

Relativamente à mistura com BMB, as amostras ensaiadas foram retiradas das lajes do pavimento extraídas ao km 191.000 do IP4 tendo-se obtido as seguintes características:

- a percentagem de betume modificado com borracha foi de 8.1%, relativamente ao peso total de mistura;
- a percentagem de borracha no ligante foi de 21%;
- os agregados são provenientes da britagem de rocha granítica de uma pedreira localizada em Bragança, com características físicas típicas dos agregados do Norte de Portugal;

- a granulometria do agregado é representada através da curva granulométrica apresentada na Figura 5.4.

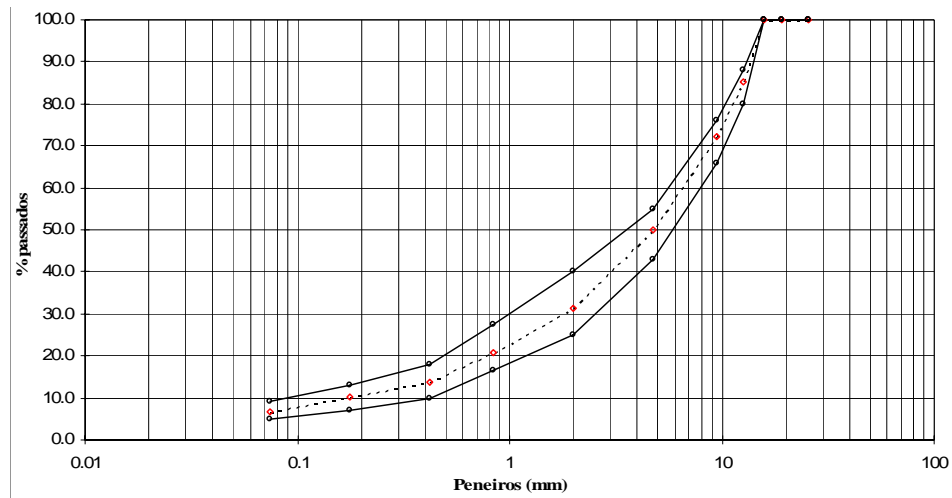


Figura 5.3 – Curva granulométrica do agregado usado na mistura convencional

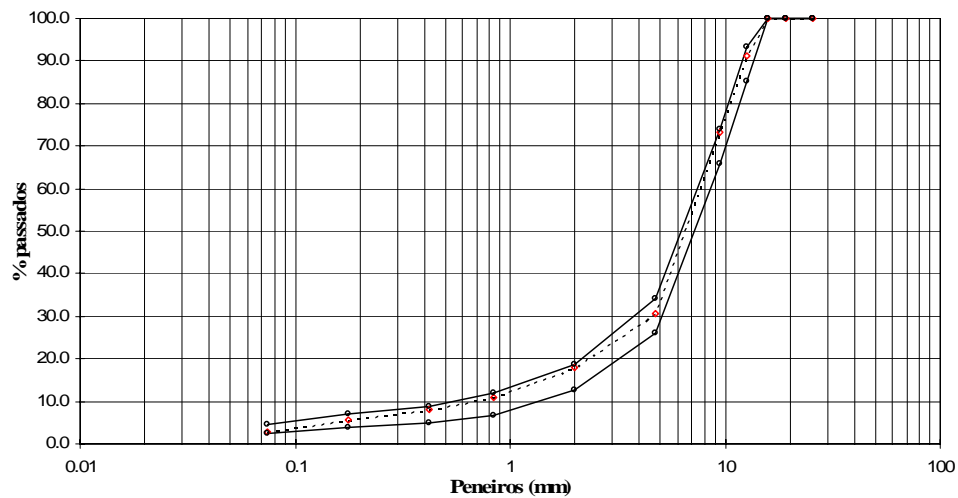


Figura 5.4 – Curva granulométrica do agregado usado na mistura com BMB

A modelação do comportamento dos pavimentos sob condições de variações térmicas pressupõe o conhecimento de um conjunto de propriedades dos materiais, estabelecidas em função da variável temperatura. Conforme já referido anteriormente, para o estudo de situações de carregamento devido ao tráfego as relações tensões-extensões são representadas pelo módulo de deformabilidade (rigidez) para uma frequência de carregamento, correspondente à velocidade de circulação do tráfego. Para o caso de variações de temperatura, as relações tensões-extensões

devem ser representadas por propriedades que reflectam o carácter viscoelástico das misturas, sendo adoptado para o presente caso o módulo de relaxação das misturas.

A realização de uma abordagem teórica ao estudo do efeito das variações de temperatura nos reforços de pavimentos exige o conhecimento das seguintes propriedades dos materiais:

- Relações tensões-extensões: Módulo de relaxação,  $R(T,t)$  e Módulo de complexo  $|E^*|(T,f)$ , ( $T$  - temperatura,  $t$  - tempo de carregamento,  $f$  - frequência de carregamento);
- Coeficiente de retracção térmica,  $\alpha$ ;
- Leis de fadiga determinadas para o intervalo de temperaturas em estudo.

Os ensaios a realizar devem contribuir para a obtenção destas propriedades para as misturas adoptadas no presente estudo. Assim, foi considerada a realização dos seguintes tipos de ensaios orientados para a avaliação destas propriedades:

- Ensaio de retracção térmica livre, para avaliação do coeficiente de retracção/dilatação térmica das misturas. O coeficiente de retracção térmica, que apresenta normalmente valores próximos de  $3 \times 10^{-5}$ , é um parâmetro muito influente no estado de tensão gerado pelas variações de temperatura no reforço de pavimento;
- Ensaio para avaliação das propriedades viscoelásticas, mais concretamente as propriedades de relaxação das misturas betuminosas, em função do tempo de carregamento e das variações térmicas das misturas;
- Ensaio para avaliação das propriedades de fadiga sob condições de variação térmica. Pretende-se com este ensaio determinar leis de fadiga para a gama de temperaturas em estudo.

#### **5.4. Retracção térmica das misturas betuminosas**

O estudo da retracção térmica das misturas betuminosas envolveu a realização de um conjunto de ensaios para avaliação do coeficiente de retracção térmica. Para tal ensaiou-se um conjunto de amostras de mistura betuminosa numa câmara com controlo de temperatura a aplicaram-se regimes de temperaturas pré-estabelecidos. Como resultado de cada regime de temperaturas verificou-se uma variação de volume nas amostras que foi considerada para a obtenção do coeficiente de retracção térmica.

#### 5.4.1. Descrição do ensaio

A primeira operação consistiu na colocação das amostras na câmara climatizada com uma disposição que permita poderem variar de volume sem constrangimentos. As amostras foram fixadas na sua base e no seu topo foram apoiados os transdutores de deslocamento, conforme se apresenta nas fotografias das Figuras 5.5 e 5.6.

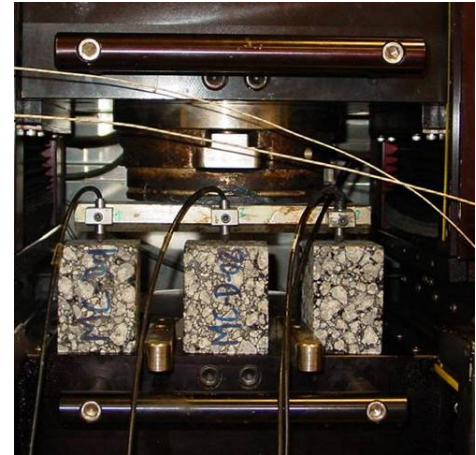


Figura 5.5 – Colocação das amostras para o ensaio de retracção térmica livre

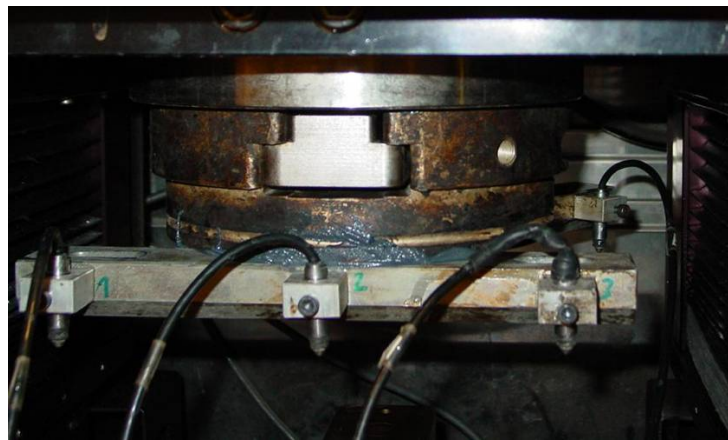


Figura 5.6 – Fixação dos transdutores de deslocamento

Após a colocação das amostras dentro da câmara climatizada, é iniciado um período de estabilização da temperatura na câmara e no interior da amostra. Esta estabilização de temperaturas é realizada por aplicação de uma temperatura constante e igual à temperatura de início de ensaio, normalmente de 25 °C, durante 2 horas. Terminado este período de estabilização térmica das amostras, é aplicado de seguida um regime de temperaturas variando entre uma temperatura máxima de 25 °C e uma temperatura mínima de -5 °C. Este regime de temperaturas processa-se, basicamente, em três fases:

- 1.ª Fase - Variação da temperatura entre um máximo de 25 °C até um mínimo de -5 °C, durante um período de tempo variável de ensaio para ensaio, estabelecido em função da taxa de arrefecimento que se queira imprimir ao ensaio;
- 2.ª Fase - Estabilização da temperatura na câmara à temperatura de -5 °C, durante um período de tempo de 2 horas, para estabilização da temperatura nas amostras;
- 3.ª Fase - Variação da temperatura entre o valor mínimo e o valor de início do ensaio, adoptando-se um período de tempo igual ao adoptado na primeira fase de arrefecimento.

Para a avaliação da retracção térmica livre das misturas betuminosas foram adoptadas quatro taxas de arrefecimento e que foram: 1 °C/h, 2 °C/h, 5 °C/h e 10 °C/h. O regime de temperaturas associado a cada taxa de arrefecimento/aquecimento foi o que se apresenta na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Regimes de temperaturas aplicados no ensaio de retracção térmica livre

Taxa	Estabilização (horas)	1ª fase (horas)	2ª fase (horas)	3ª fase (horas)
1°C/h	2	30	2	30
2°C/h	2	15	2	15
5°C/h	2	6	2	6
10°C/h	2	3	2	3

Na Figura 5.7 representam-se os perfis de temperaturas utilizados nos ensaios de retracção térmica livre, observados no interior da câmara climatizada, para os regimes de temperaturas apresentados na tabela anterior.

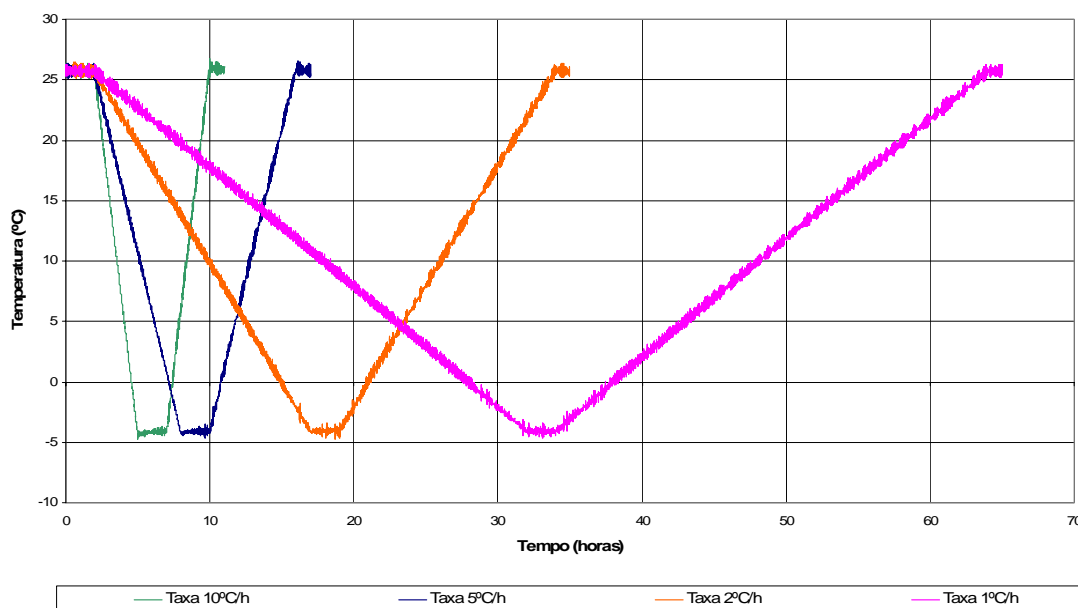


Figura 5.7 – Perfis de temperaturas de ensaio para cada taxa de arrefecimento

Estes regimes foram aplicados em simultâneo a quatro amostras de cada vez, todas do mesmo material, para garantir que os referidos regimes térmicos foram os mesmos para todas as amostras. Para este estudo foram consideradas quatro amostras constituídas por mistura com BMB e quatro amostras constituídas por mistura convencional, com as dimensões apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Caracterização das amostras de ensaio

Tipo de Material	Dimensões (mm <sup>3</sup> )
Mistura com betume modificado com borracha	89.7 x 64.1 x 51.2
	100.2 x 64.2 x 50.3
	103.4 x 64.7 x 56.8
	100.8 x 64.2 x 51.8
Mistura de desgaste convencional	80.0 x 58.1 x 54.1
	80.4 x 63.2 x 52.5
	80.5 x 63.3 x 52.5
	80.5 x 63.9 x 52.4

### 5.4.2. Análise de resultados

Com a aplicação dos perfis térmicos descritos verificou-se um comportamento das amostras de mistura betuminosa, caracterizado pela retracção das mesmas. Na Figura 5.8 apresenta-se um gráfico com a evolução dos alongamentos (negativos) axiais,  $\Delta L$ , com a temperatura, para amostras de mistura com BMB.

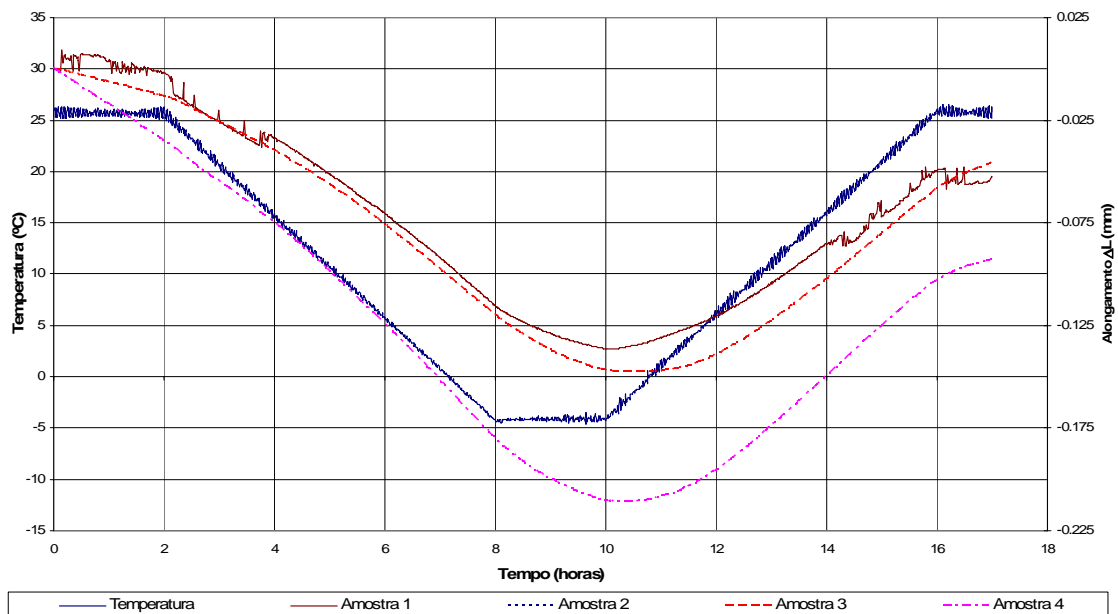


Figura 5.8 – Evolução dos alongamentos axiais com a temperatura, a uma taxa de arrefecimento de 5 °C/h, em amostras com mistura com BMB

Como resultado destes alongamentos negativos,  $\Delta L$ , as extensões correspondentes, observadas na 1ª fase do ensaio, em simultâneo com a aplicação dos regimes térmicos previstos, reflectem uma retracção térmica no sentido da diminuição de volume das amostras. No gráfico da Figura 5.9 apresenta-se uma evolução da extensão ( $\varepsilon = (\Delta L/L)$ ) (negativa) observada nos quatro provetes ensaiados de mistura com BMB e sujeitos a uma retracção térmica à taxa de arrefecimento de 5 °C/h.

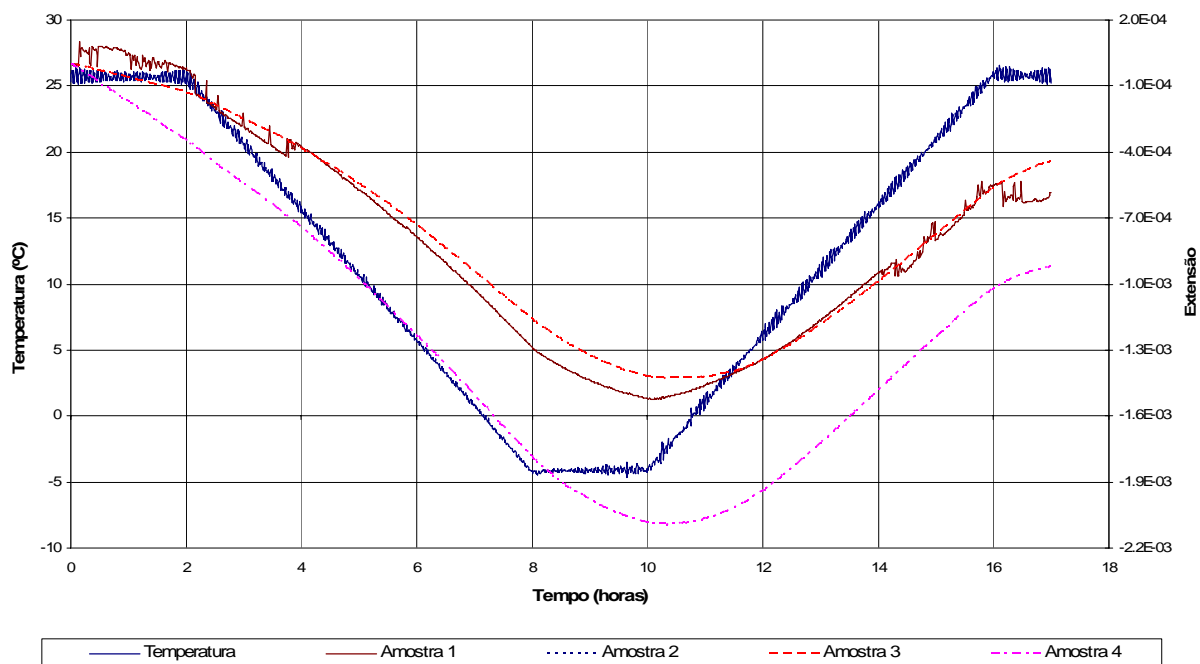


Figura 5.9 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 5 °C/h, em amostras de mistura com BMB

Nas Figuras 5.10, 5.11 e 5.12 apresentam-se as evoluções das extensões axiais nos provetes, constituídos por mistura com BMB, para as taxas de arrefecimento de, respectivamente, 1 °C/h, 2 °C/h e 10 °C/h. Nas Figuras 5.13, 5.14 e 5.15 apresentam-se as evoluções das extensões axiais nos provetes, constituídos por mistura convencional, para as mesmas taxas de arrefecimento.

Pela análise do conjunto de gráficos apresentados podem ser realçados alguns aspectos importantes a considerar na avaliação do coeficiente de retracção térmica das misturas betuminosas. Verifica-se uma relação forte entre a variação de temperatura e a variação volumétrica das amostras. Esta relação dá-se com um desfasamento entre a ocorrência das temperaturas e a variação volumétrica das amostras. Este facto pode atribuir-se à evolução, no tempo, do estado térmico no interior da amostra, que se pode assumir, num determinado instante, como a uma distribuição heterogénea de temperaturas.

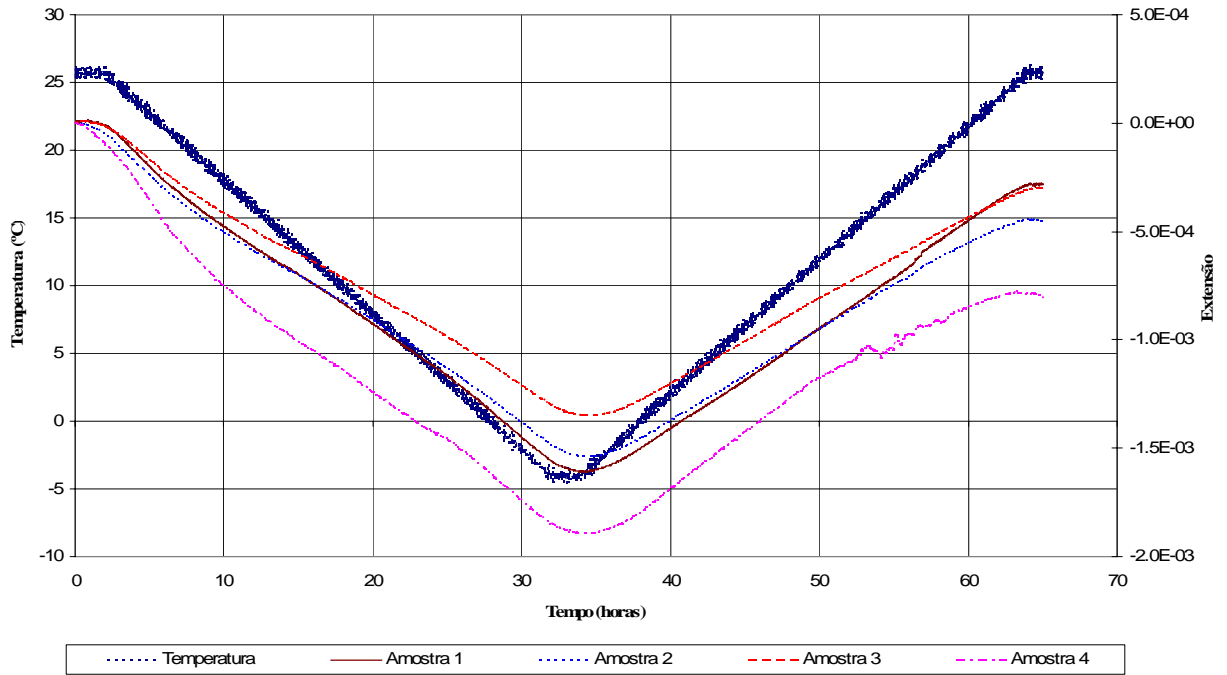


Figura 5.10 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 1 °C/h, em amostras de mistura com BMB

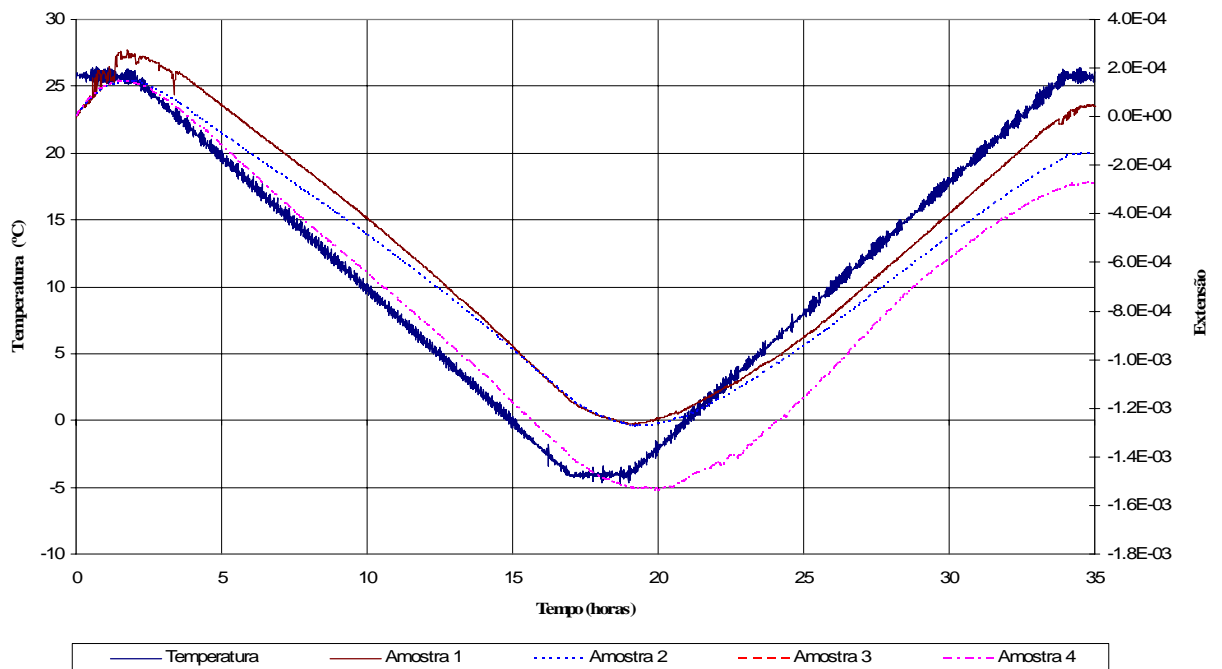


Figura 5.11 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 2 °C/h, em amostras de mistura com BMB

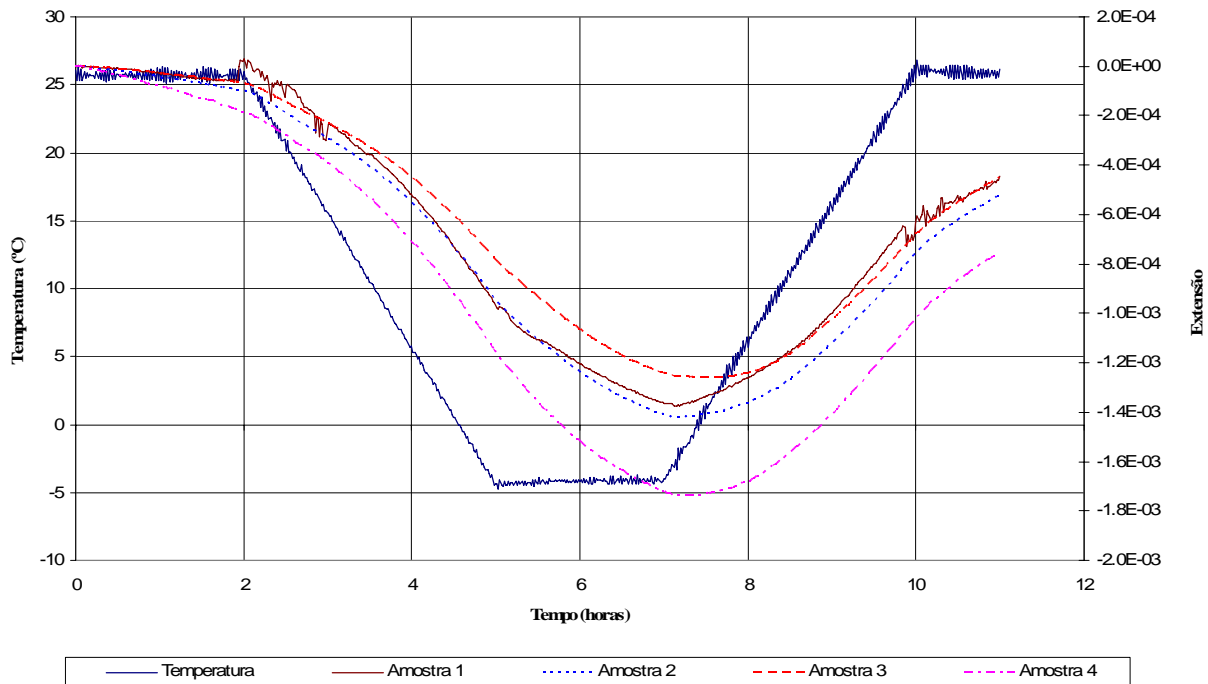


Figura 5.12 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 10 °C/h, em amostras de mistura com BMB

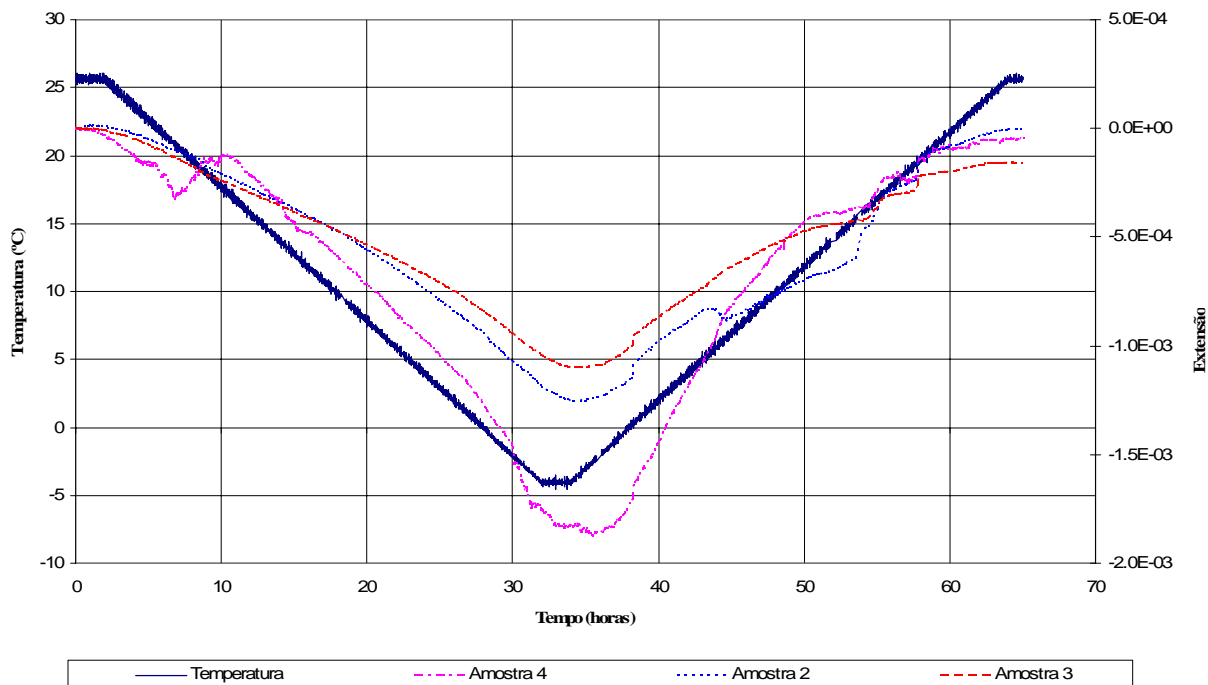


Figura 5.13 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 1 °C/h, em amostras de mistura convencional

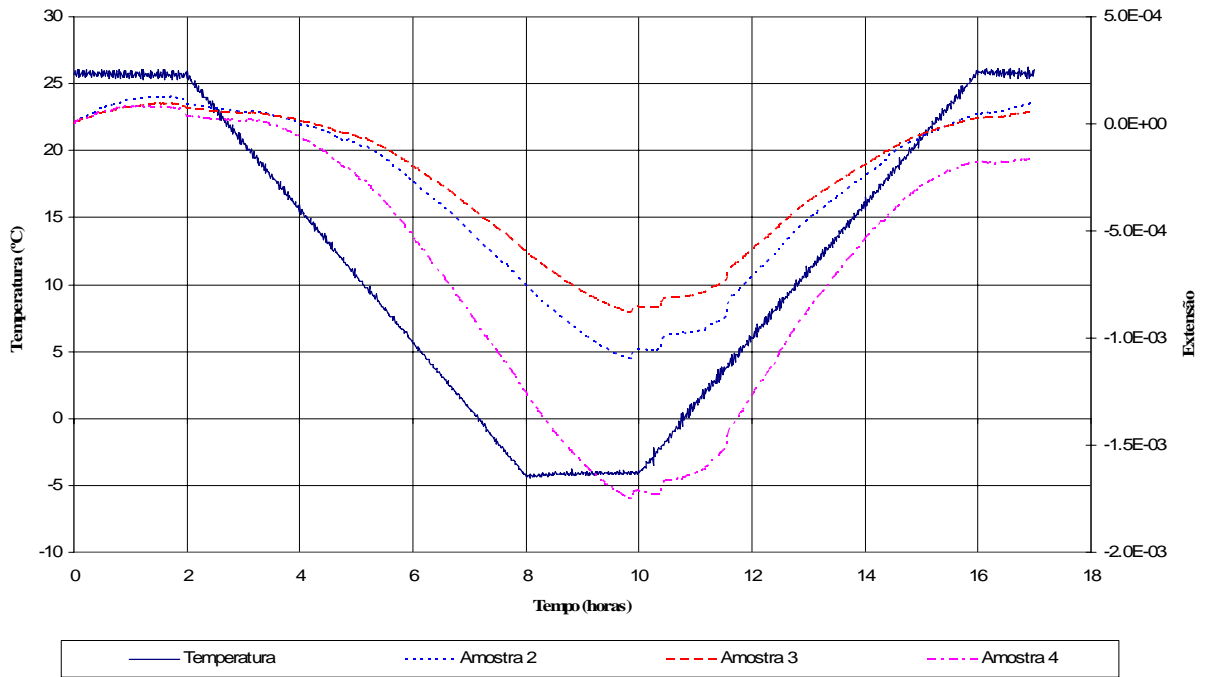


Figura 5.14 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 5 °C/h, em amostras de mistura convencional

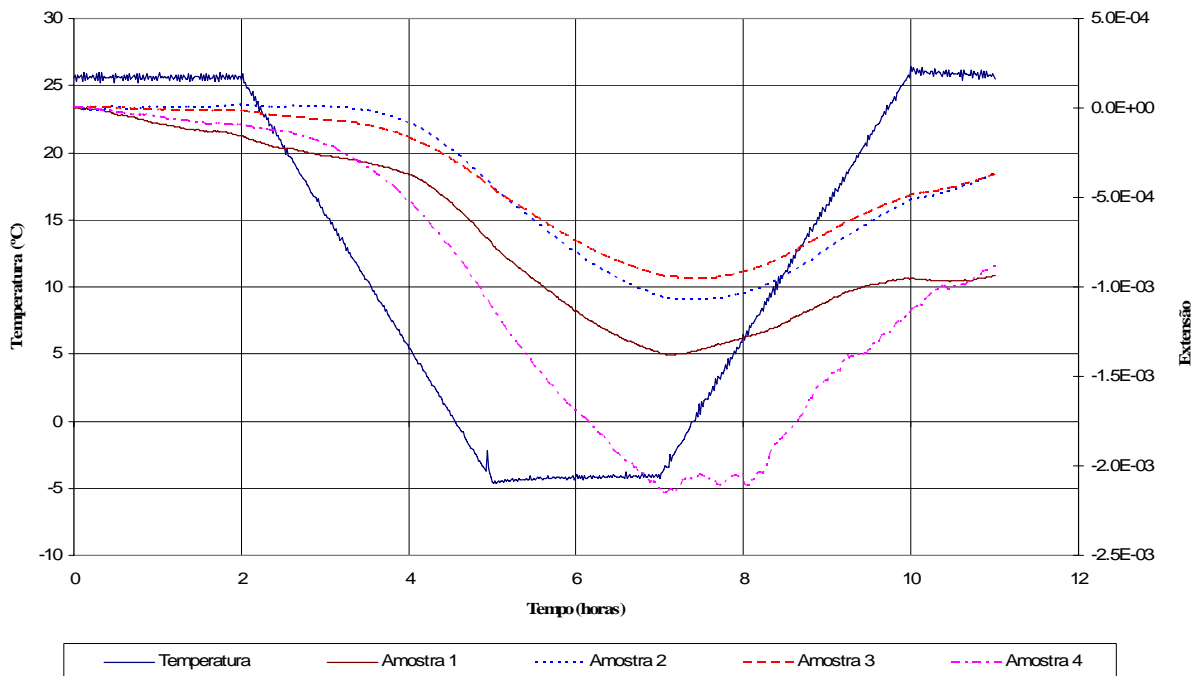


Figura 5.15 – Evolução das extensões axiais com a temperatura, à taxa de 10 °C/h, em amostras de mistura convencional

Nesta base, a evolução do estado térmico não é igual em todo o domínio da amostra e a taxa de retracção térmica também varia no interior da mesma. Daqui pode inferir-se que, enquanto a taxa de variação de temperaturas no interior não estabilizar, ou não for constante em toda a amostra, a retractação térmica da amostra também não é constante e a retracção, nos gráficos, exprime-se por uma linha curva. Quando a taxa de variação de temperaturas for igual em toda a amostra, a evolução nos gráficos apresentados exprime-se por um tramo recto da curva de retracção.

Assim, observando a maioria dos gráficos pode constatar-se que, no período de arrefecimento (1ª fase), existe sempre uma zona do gráfico que apresenta uma configuração próxima da linear. Considerou-se que esta zona é a que melhor exprime a retracção térmica e, como tal, a zona dos gráficos onde se poderá extrair o coeficiente de retracção térmica. Dada esta zona ser muito localizada, em termos de faixa de temperaturas, considerou-se o coeficiente de retracção térmica como sendo constante e independente da temperatura.

Para uma avaliação do coeficiente de retracção térmica,  $\alpha$ , é necessário estabelecer uma relação entre a temperatura e a extensão de retracção nas amostras. Nas Figuras 5.16, 5.17, 5.18 e 5.19 apresentam-se os gráficos nos quais se baseou a avaliação deste coeficiente, em função das taxas de arrefecimento para as misturas com BMB.

No conjunto de gráficos apresentados nas Figuras 5.16, 5.17, 5.18, 5.19, 5.20 e 5.21 pode observar-se alguns aspectos comuns a todos eles, evidenciados na Figura 5.22, e que são os seguintes:

- a existência de uma relação entre a temperatura da câmara de ensaio e a variação de volume das amostras, expressa pela variação axial de volume;
- a existência de dois ramos nas relações apresentadas ( $\varepsilon=f(T)$ ), correspondendo um deles à fase de arrefecimento, ou seja, à 1ª fase de carregamento térmico, e o outro correspondente à fase de aquecimento, ou seja, à 3ª fase do carregamento térmico;
- a existência de zonas rectas na relação ( $\varepsilon=f(T)$ ), verticais, correspondente à estabilização de temperaturas, concretamente à temperatura de -5 °C e à temperatura de 25 °C. Nestas zonas, embora a temperatura seja constante, as amostras continuam a variar de volume. Este facto deve-se a que, quando a temperatura na câmara atinge um valor constante, a temperatura no interior das amostras continua a variar no sentido de ser atingida uma uniformidade de temperatura em todo o domínio das amostras;

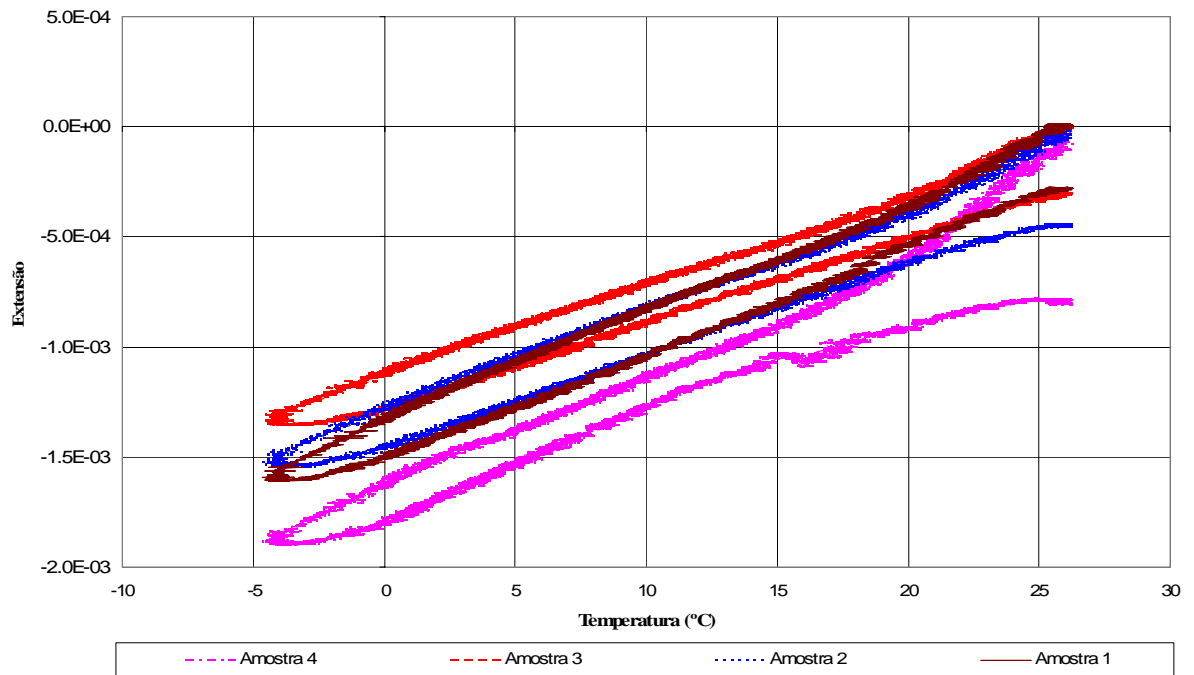


Figura 5.16 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 1 °C/h, na mistura com BMB

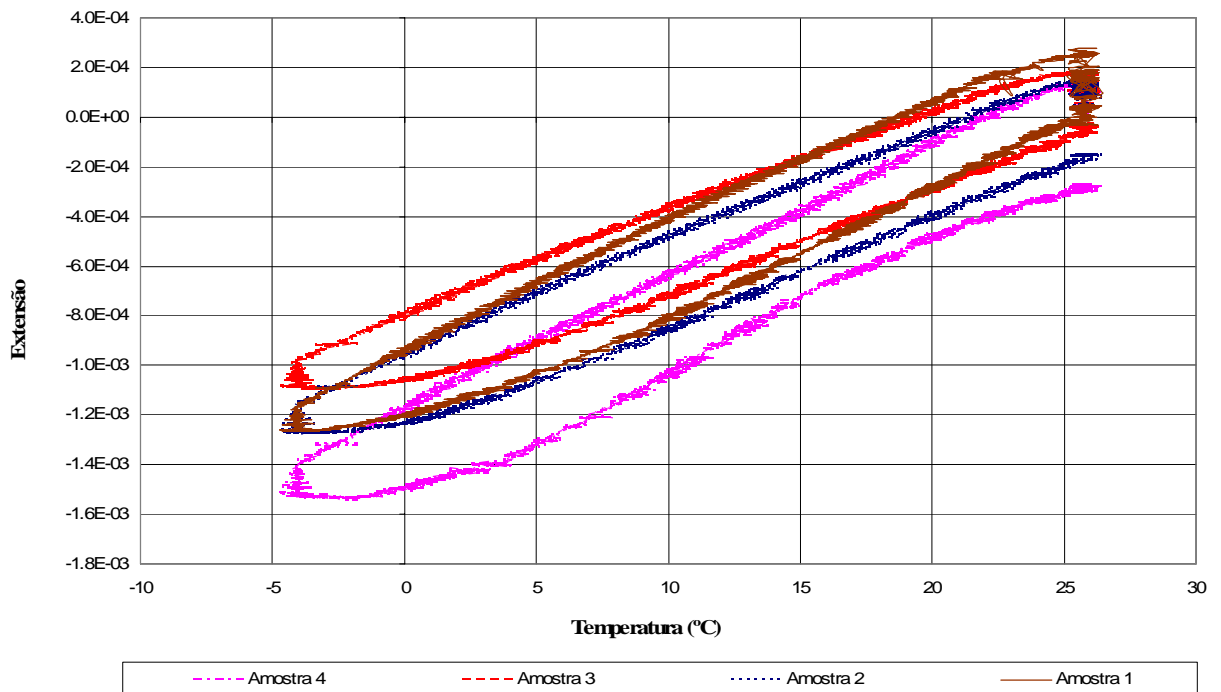


Figura 5.17 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 2 °C/h, na mistura com BMB

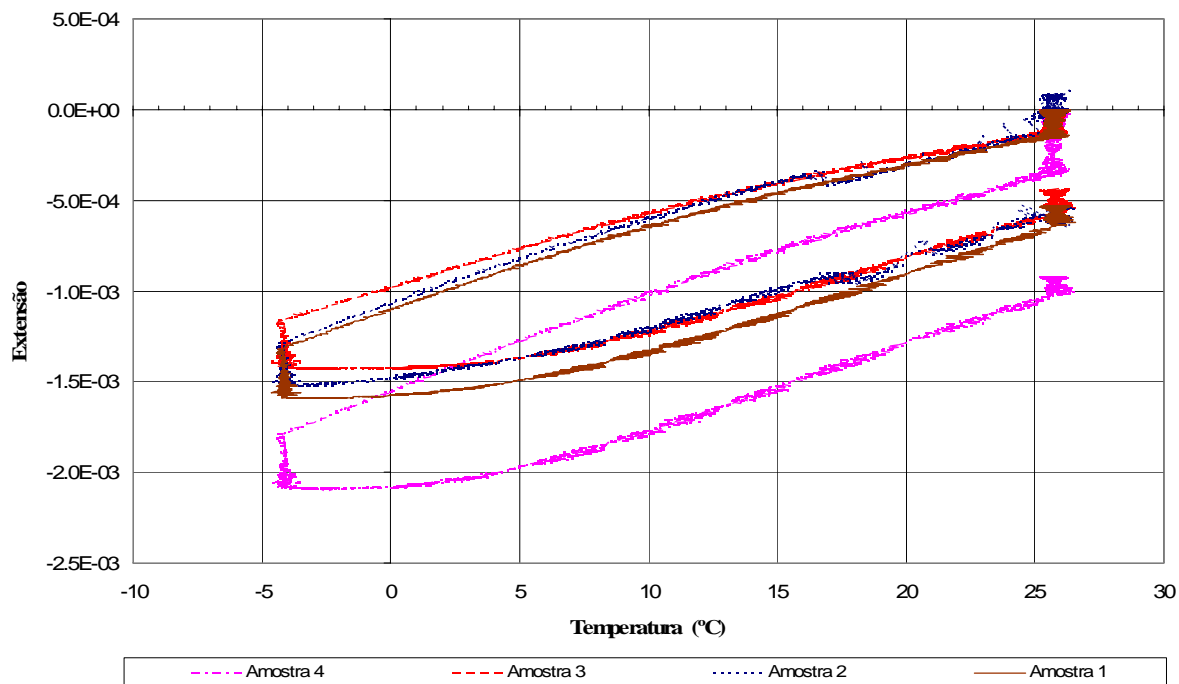


Figura 5.18 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 5 °C/h na mistura com BMB

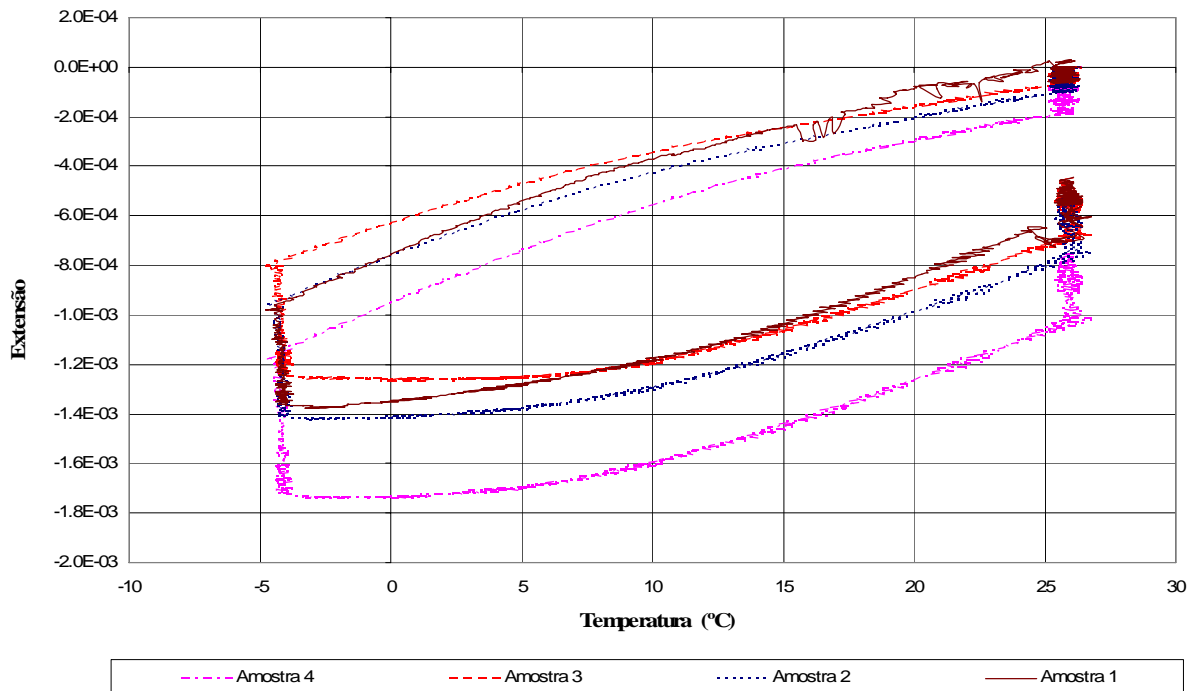


Figura 5.19 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 10 °C/h na mistura com BMB

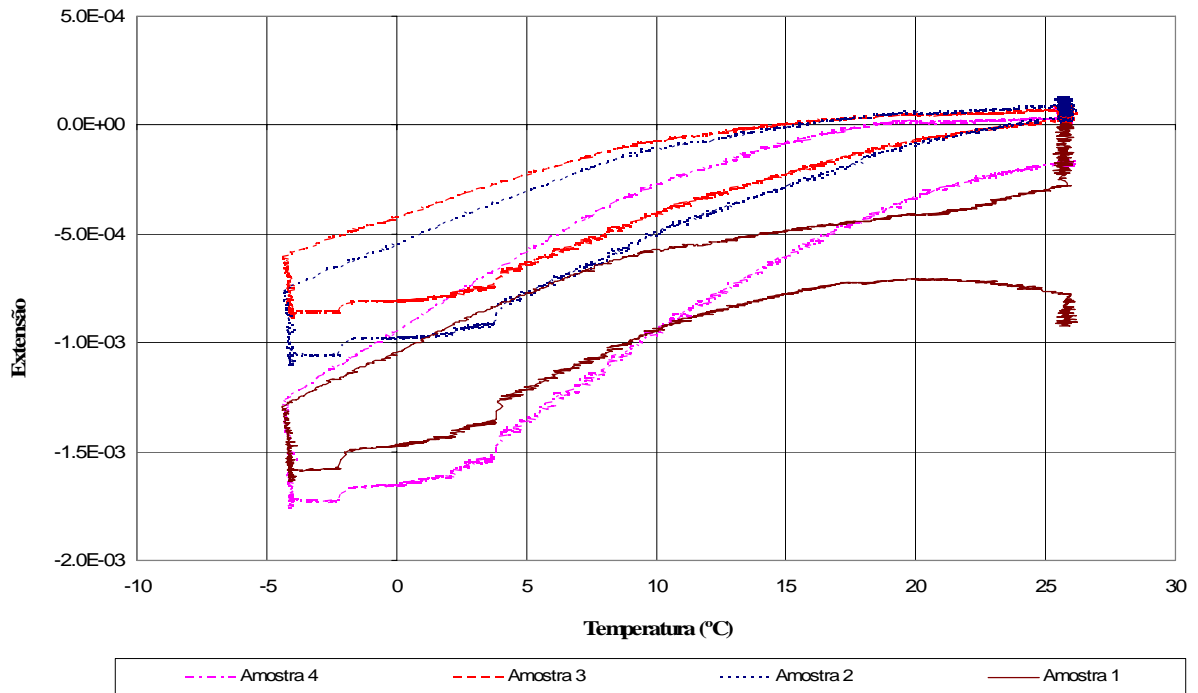


Figura 5.20 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 5 °C/h na mistura convencional

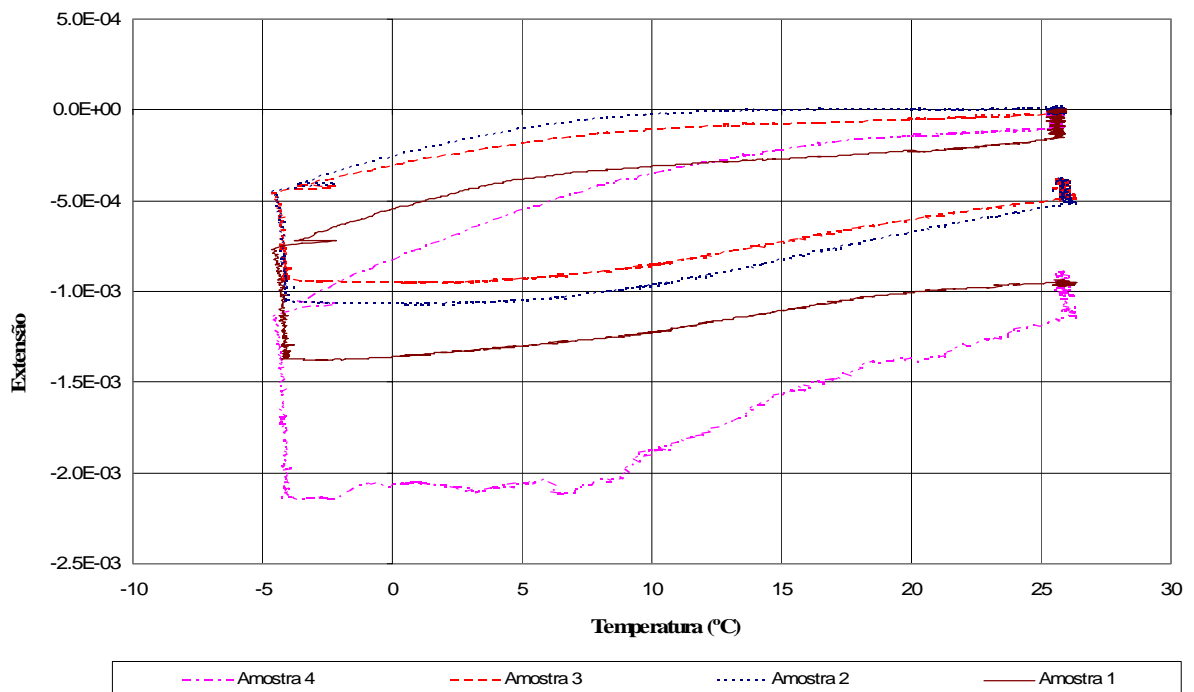


Figura 5.21 – Relação entre a extensão e a temperatura, para um ciclo de arrefecimento/aquecimento com uma taxa de 10 °C/h na mistura convencional

- a existência de alguma simetria entre os ramos da relação ( $\varepsilon=f(T)$ ), o que pode ser interpretado como sendo o coeficiente de retracção térmica igual ao coeficiente de dilatação térmica;
- a existência de zonas lineares nos ramos das relações ( $\varepsilon=f(T)$ ), as quais correspondem a períodos em que a variação de temperatura em todo o domínio da amostra é constante. Nestas zonas dos gráficos considera-se, por simplificação, que o coeficiente de retracção térmica é constante;
- quanto menor for a taxa de arrefecimento/aquecimento adoptada no ensaio mais próximos de uma recta estão os ramos de arrefecimento/aquecimento referidos. Esta constatação vem reforçar o pressuposto de que existe um desfasamento entre a temperatura na câmara climatizada e a temperatura nalguns pontos do domínio das amostras. Este efeito é tanto maior quanto mais rápidas são as variações de temperatura.

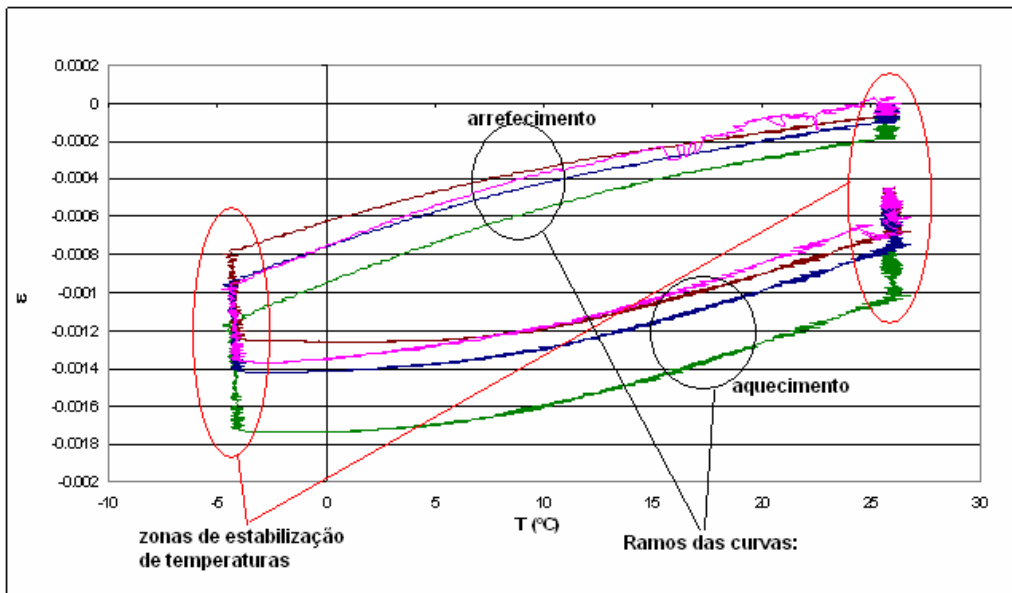


Figura 5.22 – Identificação de aspectos particulares das relações  $\varepsilon=f(T)$

### 5.4.3. Determinação do coeficiente de retracção térmica

A determinação do coeficiente de retracção térmica,  $\alpha$ , foi realizada considerando as zonas lineares dos ramos das relações ( $\varepsilon=f(T)$ ), adoptando a seguinte expressão como base de cálculo:

$$\alpha(T) = \frac{d\varepsilon(T)}{dT} \quad (5.1)$$

onde:  $(d\varepsilon/dT)$  = variação infinitesimal da extensão com a variação da temperatura.

A Expressão 5.1 foi aplicada a todos os ramos das relações apresentadas nos gráficos anteriores, definidos para a mistura com BMB, e nas mesmas relações estabelecidas para a mistura convencional. Este procedimento foi realizado de forma a considerar apenas as partes aproximadamente lineares dos ramos e ajustando uma recta a cada uma delas.

O declive desta recta fez corresponder-se ao coeficiente de retracção térmica, resultando os valores que constam da Tabela 5.3. Assim, obteve-se para a mistura com BMB um coeficiente de retracção térmica,  $\alpha$ , de  $4.3 \times 10^{-5}$  e para a mistura convencional foi obtido um coeficiente de retracção térmica,  $\alpha$ , igual a  $3.5 \times 10^{-5}$ . Constata-se pelos resultados que, para a maioria dos ensaios, a mistura betuminosa com BMB apresenta coeficientes de retracção térmica com valor superior ao das misturas convencionais.

Tabela 5.3. – Valores do coeficiente de retracção térmica observados nos ensaios

	Taxas	1 °C/h	2 °C/h	5 °C/h	10 °C/h	
Mistura com BMB	Amostra 1	4.9E-05	5.0E-05	4.3E-05	3.9E-05	
	Amostra 2	4.4E-05	4.4E-05	4.1E-05	3.2E-05	
	Amostra 3	4.0E-05	4.1E-05	3.8E-05	3.4E-05	
	Amostra 4	4.6E-05	5.2E-05	4.8E-05	4.1E-05	$\alpha =$
	Média	4.5E-05	4.7E-05	4.3E-05	3.7E-05	4.3E-05
Mistura convencional de desgaste	Amostra 1	3.9E-05	2.9E-05	3.6E-05	2.8E-05	
	Amostra 2	4.0E-05	3.0E-05	3.6E-05	2.7E-05	
	Amostra 3	3.2E-05	1.5E-05	2.9E-05	2.2E-05	
	Amostra 4	5.5E-05	4.7E-05	5.5E-05	4.7E-05	$\alpha =$
	Média	4.2E-05	3.0E-05	3.9E-05	3.1E-05	3.5E-05

### 5.5. Relaxação das misturas betuminosas

O ensaio realizado para avaliação das propriedades viscoelásticas das misturas betuminosas em estudo foi baseado na avaliação da sua capacidade de relaxação. A adopção deste tipo de ensaio prende-se com o facto de, no fenómeno em estudo, se pretender simular principalmente o efeito de relaxação das misturas betuminosas que constituem o reforço do pavimento.

Para avaliação das propriedades de relaxação das misturas betuminosas procedeu-se à avaliação laboratorial da resposta das misturas perante a aplicação de uma extensão constante ao longo de um determinado período de tempo (tempo de carregamento), sob condições de temperatura constante na amostra. Na Figura 5.23 apresenta-se um esquema do respectivo ensaio, em que o

provete é fixo a um apoio inferior, aplicando-se um deslocamento no apoio superior, no qual é medida a força necessária para garantir esse deslocamento.

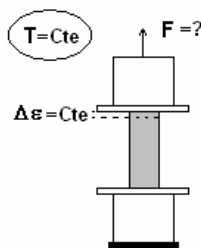


Figura 5.23 – Representação esquemática do ensaio de relaxação

### 5.5.1. Equipamento adoptado

O equipamento para a realização do ensaio de relaxação é composto por uma câmara climatizada, com capacidade de controlo da temperatura (Figura 5.24), na qual se encontra instalado um equipamento servo-controlado por computador (Figura 5.25) que permite a aplicação controlada de cargas horizontais e verticais a uma amostra colocada, por colagem, nos pratos da máquina. A aplicação destas cargas é controlada por meio de células de carga.

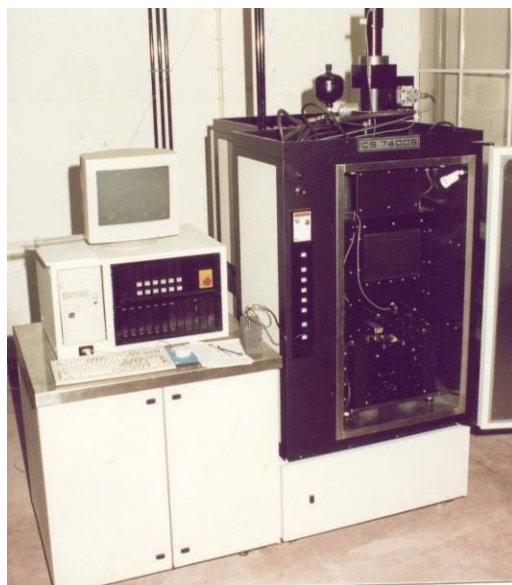


Figura 5.24 – Equipamento de corte utilizado no ensaio de relaxação

Associado ao funcionamento deste equipamento encontra-se instalado um sistema de transdutores que medem os deslocamentos nas amostras, associados à sua deformação. Tal como

para avaliação dos restantes parâmetros, a avaliação das propriedades de relaxação das misturas foi realizada para quatro temperaturas de referência, nomeadamente:  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $15\text{ }^{\circ}\text{C}$  e  $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ . O comportamento das misturas, submetidas a temperaturas intermédias, é estimado por interpolação.



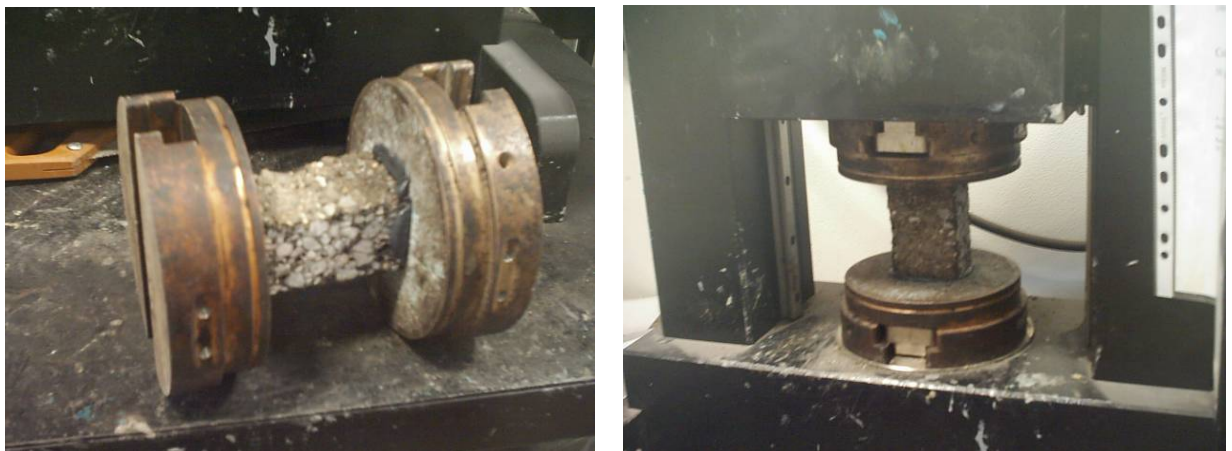
a)

b)

Figura 5.25 – Equipamento de servo-controlo dos ensaios de relaxação

### 5.5.2. Descrição geral do ensaio

Na realização dos ensaios de relaxação utilizaram-se amostras prismáticas de dimensões aproximadas de  $90 \times 63 \times 45\text{ mm}^3$ . Cada amostra é colocada por colagem nos suportes da máquina de ensaio, apresentando-se na Figura 5.26 (a) e b)) uma fotografia da fase de colagem de uma amostra.



a)

b)

Figura 5.26 – a) Preparação de uma amostra para ensaio; b) Colocação por colagem, nos pratos da máquina de ensaio

Na Tabela 5.4 são apresentadas as características dos provetes e as condições de ensaio. Cada amostra é sujeita a uma extensão axial,  $\varepsilon_0$ , constante ao longo do tempo de carregamento, através da aplicação de um deslocamento cujo valor, para cada amostra, se apresenta na Tabela 5.4. O tempo de carregamento adoptado para cada ensaio foi de 2 horas, durante o qual é medida, em períodos de tempo pré-definidos, a evolução da carga axial, necessária para manter a extensão constante durante o tempo de carregamento. O tipo de relação entre a aplicação desta extensão e a resposta mecânica do provete é representado na Figura 5.27.

Tabela 5.4 – Parâmetros associados aos ensaios de relaxação

Tipo de material	Temperatura de ensaio (°C)	Dimensões das amostras (mm <sup>3</sup> )	Extensão constante de ensaio
Mistura com BMB	-5 °C	90.2 x 65.6 x 48.6	-9.90E-4
		90.1 x 62.9 x 49.0	-1.00E-3
		90.2 x 64.1 x 43.2	-1.00E-3
		90.4 x 62.7 x 43.5	-9.97E-4
	5 °C	90.2 x 64.4 x 44.5	-1.11E-3
		90.3 x 62.7 x 42.3	-1.20E-3
		90.5 x 64.1 x 44.4	-1.20E-3
		90.1 x 62.5 x 43.3	-1.20E-3
	15 °C	90.4 x 66.3 x 47.7	-1.50E-3
		90.3 x 64.3 x 51.8	-1.50E-3
		90.0 x 64.3 x 44.1	-1.50E-3
		90.7 x 64.9 x 48.0	-1.50E-3
	25 °C	90.6 x 64.2 x 44.4	-2.07E-3
		90.2 x 61.4 x 45.2	-1.80E-3
		90.3 x 63.7 x 41.5	-1.80E-3
		90.6 x 66.0 x 49.0	-2.00E-3
Mistura convencional	-5 °C	81.0 x 59.2 x 52.2	-7.52E-4
		79.8 x 57.2 x 53.7	-7.66E-4
		80.2 x 62.6 x 52.5	-7.51E-4
		80.8 x 66.4 x 50.7	-2.41E-4
	5 °C	80.3 x 59.1 x 52.5	-1.01E-3
		80.5 x 59.0 x 51.6	-1.02E-3
		80.2 x 59.7 x 54.1	-1.00E-3
		79.7 x 53.2 x 50.5	-1.00E-3
	15 °C	81.2 x 61.8 x 52.7	-1.25E-3
		81.4 x 67.8 x 50.9	-1.25E-3
		81.0 x 61.6 x 53.1	-1.25E-3
		79.9 x 61.1 x 51.1	-1.27E-3
	25 °C	81.4 x 64.1 x 52.3	-1.50E-3
		81.6 x 63.9 x 52.4	-1.50E-3
		81.4 x 67.1 x 52.3	-1.50E-3
		81.2 x 64.3 x 52.5	-1.50E-3

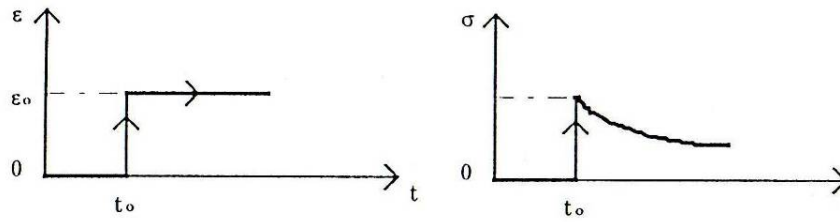


Figura 5.27 – Relações entre as extensões e as tensões num ensaio de relaxação

### 5.5.3. Tratamento de resultados

A realização dos ensaios descritos conduz à obtenção de um conjunto de resultados, os quais, depois de tratados, conduzem à modelação do comportamento à relaxação das misturas betuminosas. O procedimento usado para o tratamento dos resultados dos ensaios é apresentado na Figura 5.28.

Para cada ensaio são obtidos, com determinada periodicidade, valores para os três parâmetros que são controlados pelo equipamento: temperatura, deformações das amostras (alongamentos) e a carga. Destes parâmetros apenas a carga é variável no tempo sendo o parâmetro de base para a caracterização do comportamento de relaxação das misturas.

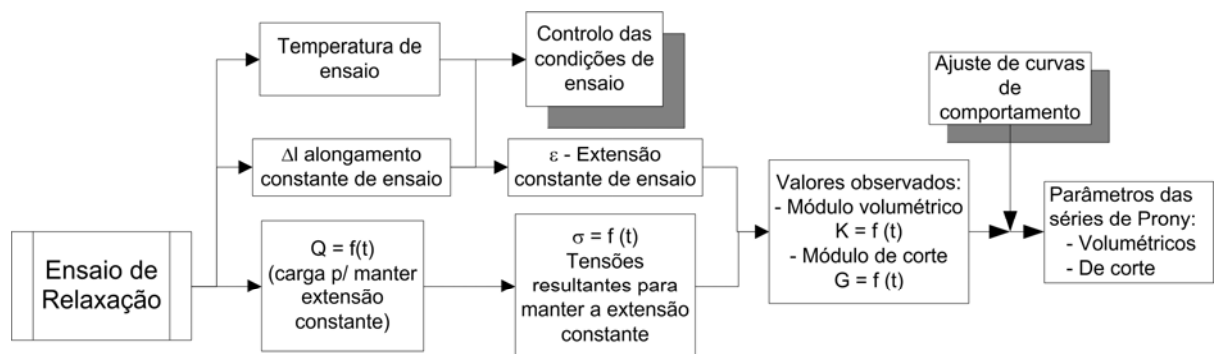


Figura 5.28 – Procedimento adoptado para obtenção de modelos de comportamento das misturas

A temperatura e o alongamento da amostra são parâmetros que devem ser mantidos constantes ao longo dos ensaios. A leitura dos valores destes parâmetros é realizada com dois objectivos:

- verificação da constância dos valores exibidos por ambos parâmetros;
- caracterização das condições de ensaio às quais se atribui o comportamento das misturas.

Sob o ponto de vista da verificação da constância dos valores dos parâmetros observados, este procedimento tem como objectivo validar o cumprimento das condições definidas para cada ensaio. Por outro lado, o comportamento obtido em cada ensaio é atribuído a determinada temperatura, que se supõe constante, e que posteriormente constitui um dado de base do comportamento observado para a obtenção dos parâmetros da expressão de WLF.

A manutenção da constância do alongamento garante a constância da carga, constituindo este alongamento a base de cálculo da extensão, a qual, por sua vez, permite determinar, para cada instante de leitura, o módulo de relaxação das misturas.

A determinação dos valores do módulo de relaxação volumétrico e do módulo de relaxação de corte baseou-se no procedimento apresentado na Figura 5.29. A partir deste procedimento foram obtidas as curvas representativas de cada tipo de módulo, que serviram de base ao ajuste às funções da relaxação, na forma de séries de Prony, representativas do comportamento viscoelástico das misturas estudadas.

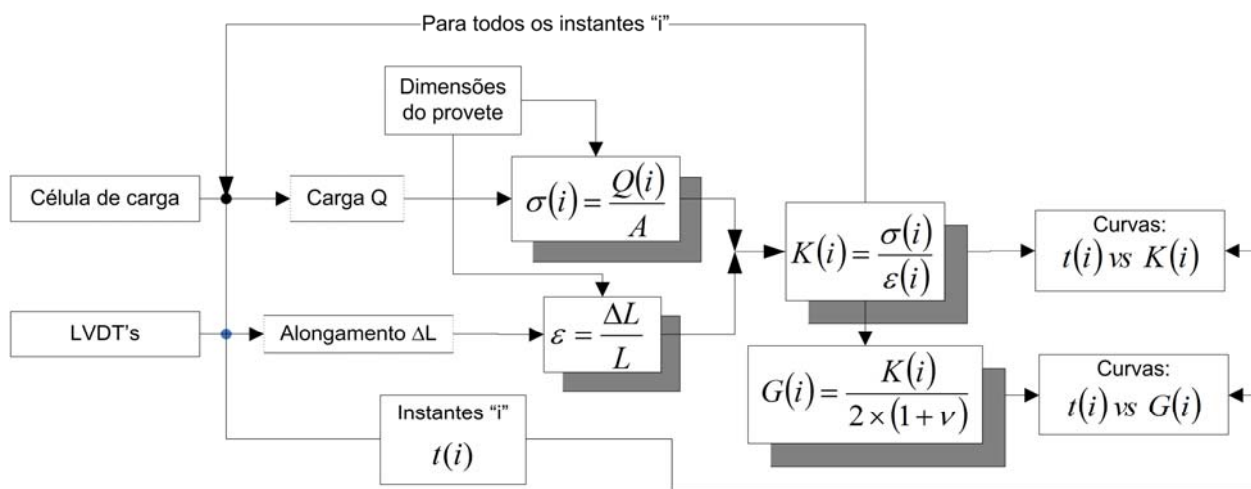


Figura 5.29 – Procedimentos para determinação dos módulos volumétrico e de corte

Na Figura 5.30 apresenta-se um gráfico representativo das curvas obtidas para cada ensaio envolvendo a mistura com BMB. Nas Figuras 5.31 e 5.32 apresenta-se a mesma representação mas relativas a instantes diferentes, com o objectivo de ampliar graficamente o efeito de relaxação obtido em cada ensaio. Nas Figuras 5.33, 5.34 e 5.35 apresenta-se o mesmo tipo de representações para a mistura convencional.

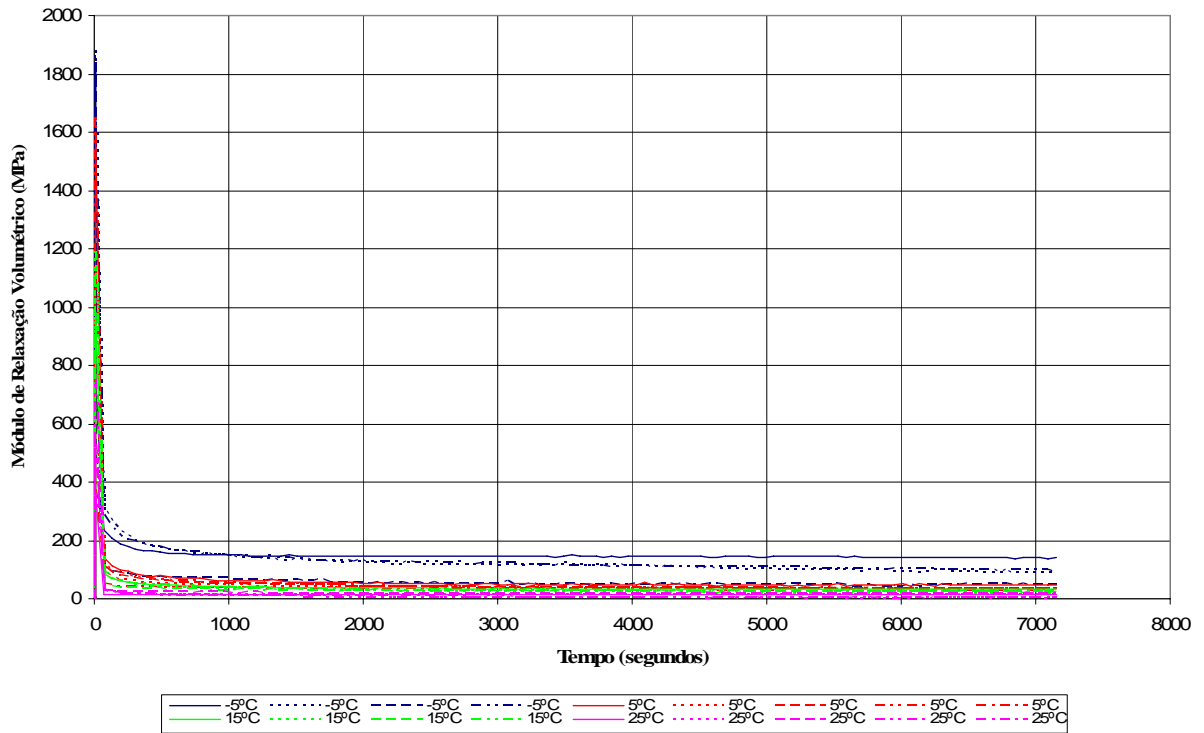


Figura 5.30 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) relativas aos ensaios da mistura com BMB

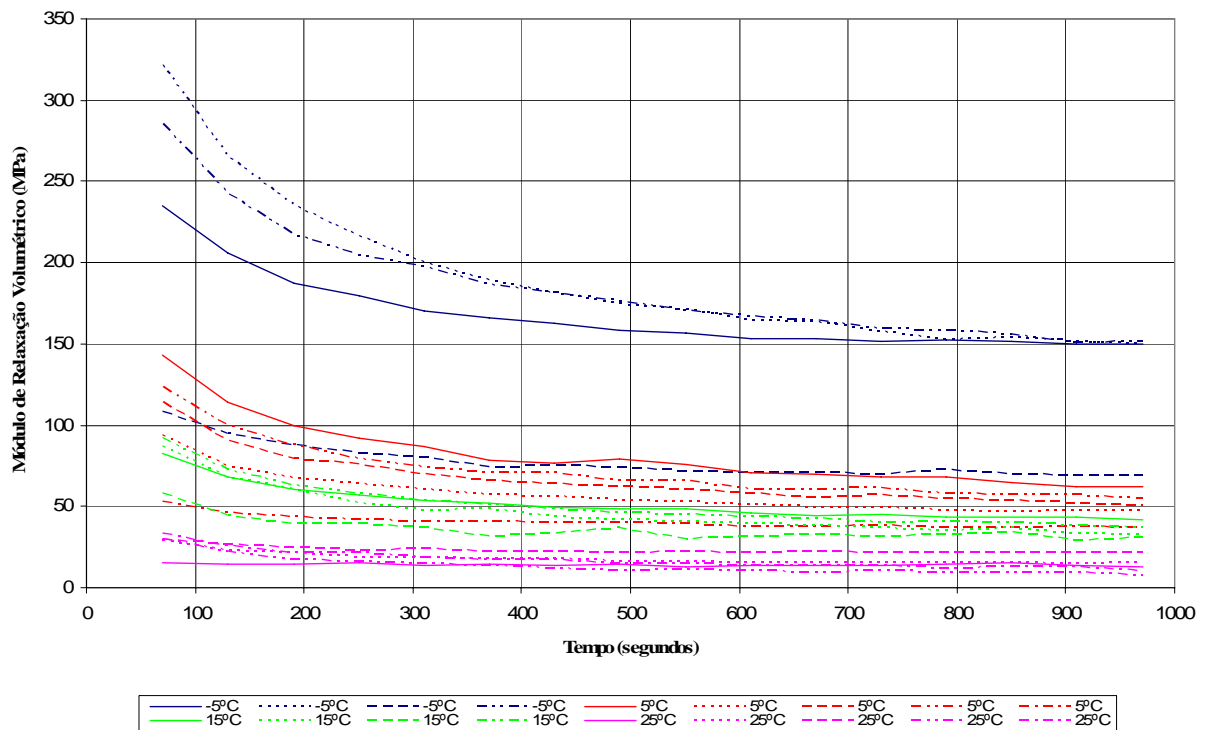


Figura 5.31 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura com BMB, para um tempo de carregamento entre 70 e 1000 segundos

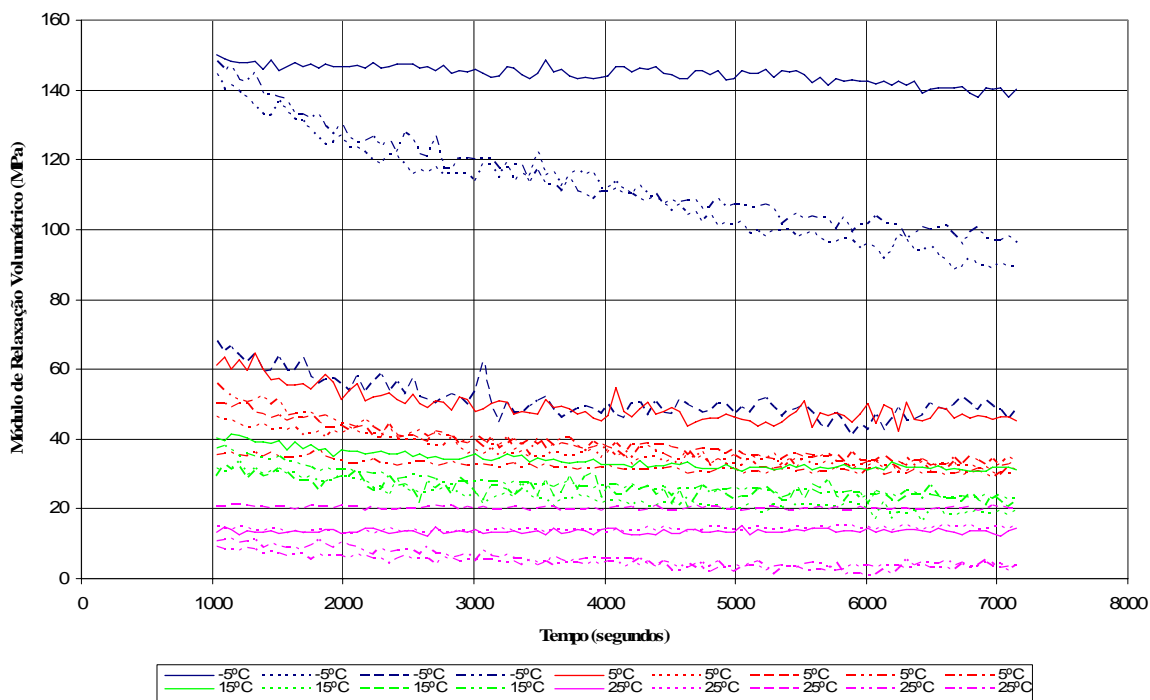


Figura 5.32 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura com BMB, para um tempo de carregamento entre 1000 e 7200 segundos

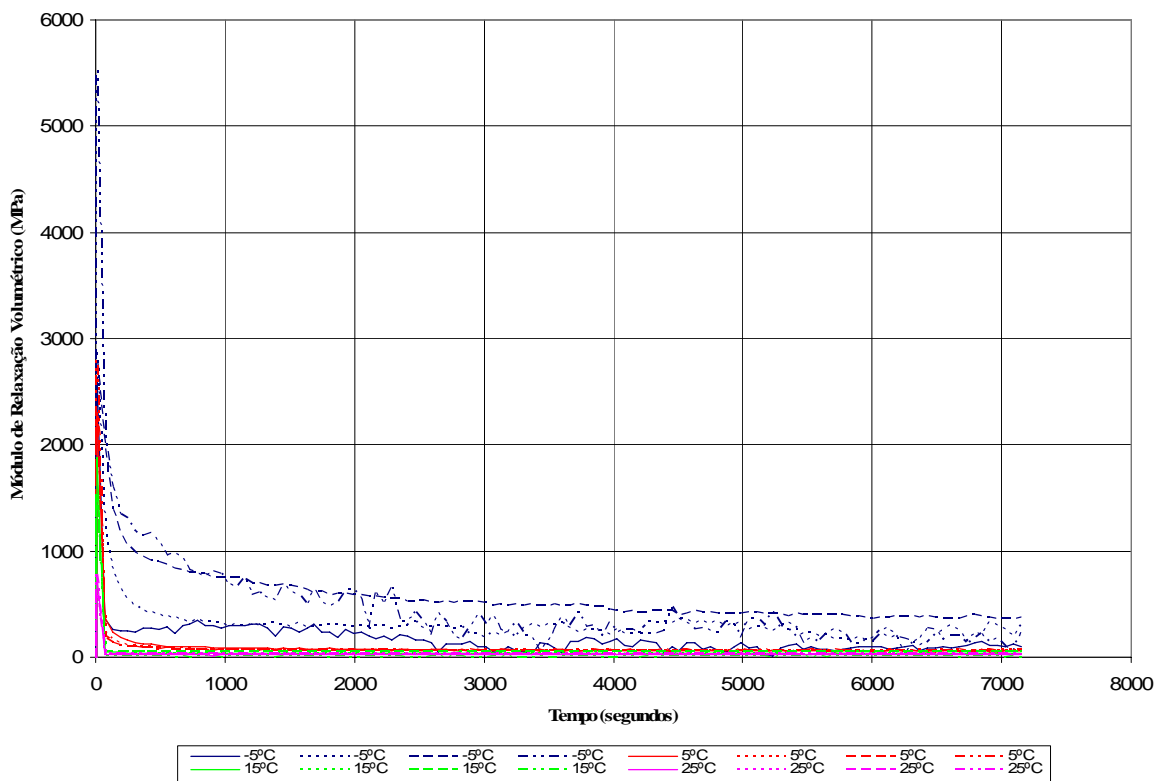


Figura 5.33 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) relativas aos ensaios das amostras de mistura convencional

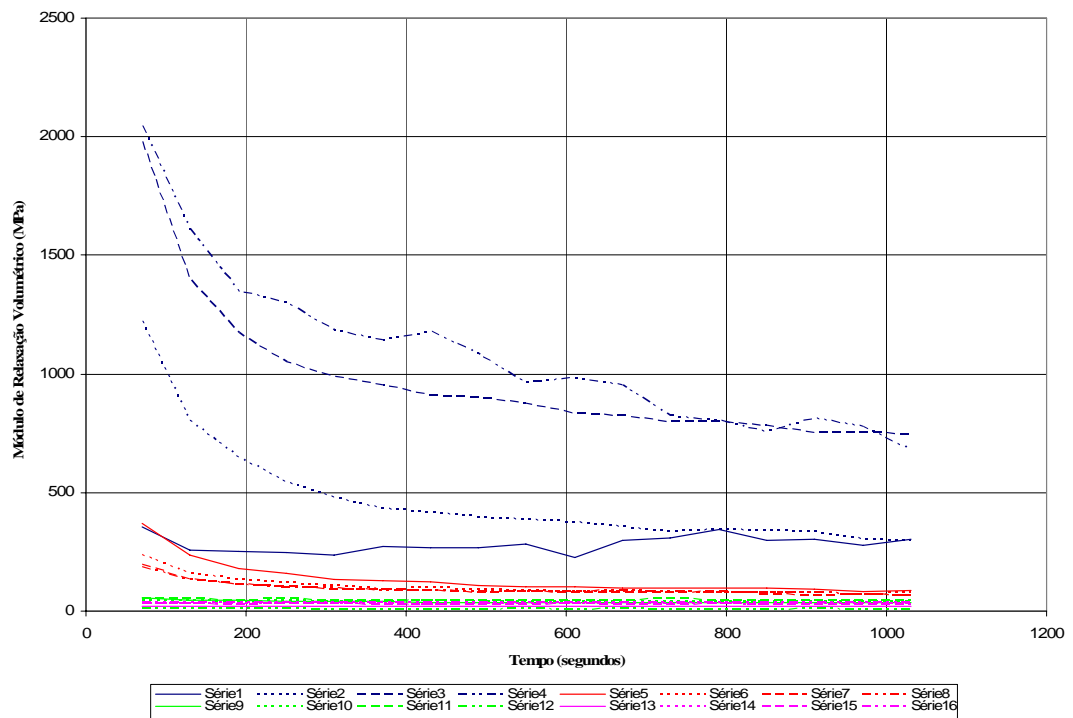


Figura 5.34 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura convencional, para um tempo de carregamento entre 70 e 1000 segundos

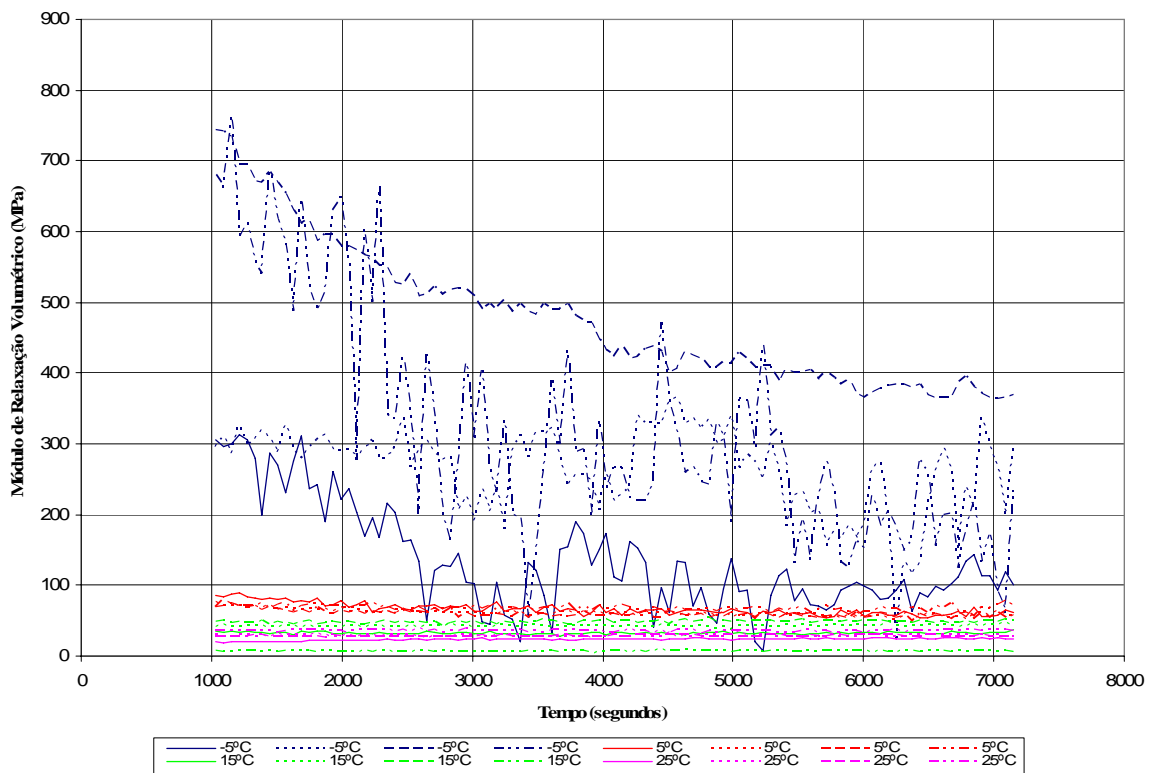


Figura 5.35 – Curvas de relaxação (módulo volumétrico) da mistura convencional, para um tempo de carregamento entre 1000 e 7200 segundos

#### 5.5.4. Ajuste a curvas de comportamento

As propriedades viscoelásticas das misturas betuminosas, orientadas para a simulação numérica por elementos finitos, foram caracterizadas através das funções da relaxação  $G(t)$  e  $K(t)$ , representadas por séries de Prony (também suportadas pelo código de elementos finitos ANSYS), as quais assumem a forma expressa nas Expressões 5.2 e 5.3. No sentido de serem definidos modelos representativos dos materiais viscoelásticos, as relações “módulo de corte *versus* tempo de carregamento” e “módulo volumétrico *versus* tempo de carregamento” são convertidas em séries de Prony.

A caracterização das suas propriedades viscoelásticas das misturas deve ser expressa em função da temperatura. A dependência da temperatura das referidas relações é considerada através da consideração de factores de escala (*shift factors*). Para tal considera-se como aplicável o princípio da simplicidade termo-reológica, expressa pela aplicação do factor de escala  $X=A(T(t))$ , definido pela Expressão 5.4, de William-Landel-Ferry (WLF).

$$G(t) = G_{\infty} + \sum_{i=1}^{n_G} G_i \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^G}\right) \quad (5.2)$$

$$K(t) = K_{\infty} + \sum_{i=1}^{n_K} K_i \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^K}\right) \quad (5.3)$$

$$\log_{10} (A(T(\tau))) = \frac{C_1(T - T_r)}{C_2 + T - T_r} \quad (5.4)$$

onde:  $G_i$  = módulo de corte elástico, associado às componentes  $i$  da série de Prony;

$K_i$  = módulo volumétrico elástico, associado às componentes  $i$  da série de Prony;

$\tau_i^G, \tau_i^K$  = tempos de relaxação para cada componente da série de Prony;

$G_{\infty}$  = módulo de corte, associado um carregamento de duração infinita;

$K_{\infty}$  = módulo volumétrico, associado um carregamento de duração infinita.

O ajuste de curvas aos resultados experimentais passa pelo estabelecimento das constantes das séries de Prony, (de corte e volumétricas) e da ordem das séries, que caracterizam os modelos de materiais não lineares, de forma a garantir a melhor aproximação, por comparação com os resultados experimentais.

O número de elementos da série de Prony adoptados para representar o comportamento das misturas em estudo foi de três, por ser a configuração que melhor se ajustou ao comportamento das misturas com menor tempo de processamento. Assim, foram definidos 17 parâmetros, constantes nas expressões de Prony, sendo sete relacionados com a expressão de corte,  $G(t)$ , sete relacionados com a expressão volumétrica,  $K(t)$ , e três relacionados com a expressão de WLF.

O ajuste de curvas ao comportamento viscoelástico dos materiais baseia-se num processo de regressão não-linear, baseado na minimização de um erro normalizado de regressão, onde se atribui igual ponderação a todos os pontos de dados experimentais, conduzindo aos melhores resultados.

Numa primeira fase da análise procedeu-se ao ajuste de curvas para cada temperatura usada nos ensaios laboratoriais, permitindo estabelecer-se uma série de Prony para cada conjunto de dados associados a cada temperatura. Deste ajuste resultaram as constantes da série de Prony que se apresentam na Tabela 5.5, para a mistura convencional e na Tabela 5.6 para a mistura com BMB. Na Figura 5.36 apresenta-se um gráfico das séries de Prony, apresentadas na Tabela 5.5 e representativas das curvas de relaxação, associada a cada temperatura de ensaio para a mistura convencional. Na Figura 5.37 apresentam-se as curvas de relaxação para a mistura com BMB.

Tabela 5.5 – Parâmetros de Prony para a mistura convencional de desgaste

Parâmetros	Temperatura			
	-5 °C	5 °C	15 °C	25 °C
$K_{\infty}$	1.144E0	6.069E1	3.884E1	2.757E1
$K_1$	2.607E3	1.000E0	1.000E0	1.000E0
$K_2$	6.326E2	2.171E3	1.502E3	6.354E2
$K_3$	4.670E2	6.413E1	1.008E1	9.332E-05
$\tau_1^K$	4.934E1	2.000E-3	2.000E-3	2.000E-3
$\tau_2^K$	7.768E2	1.972E1	1.008E1	9.710E0
$\tau_3^K$	1.060E4	7.553E2	3.948E2	6.496E2
$G_{\infty}$	3.365E-1	2.248E1	1.438E1	1.021E1
$G_1$	9.655E2	1.000E0	1.000E0	1.000E0
$G_2$	2,343E2	8.042E2	5.564E2	2.341E2
$G_3$	1.730E2	2.375E1	3.733E1	5.694E-4
$\tau_1^G$	4.934E1	2.000E-3	2.000E-3	2.000E-3
$\tau_2^G$	7.769E2	1.972E1	1.008E1	1.008E1
$\tau_3^G$	1.061E4	7.553E2	3.948E2	6.486E2

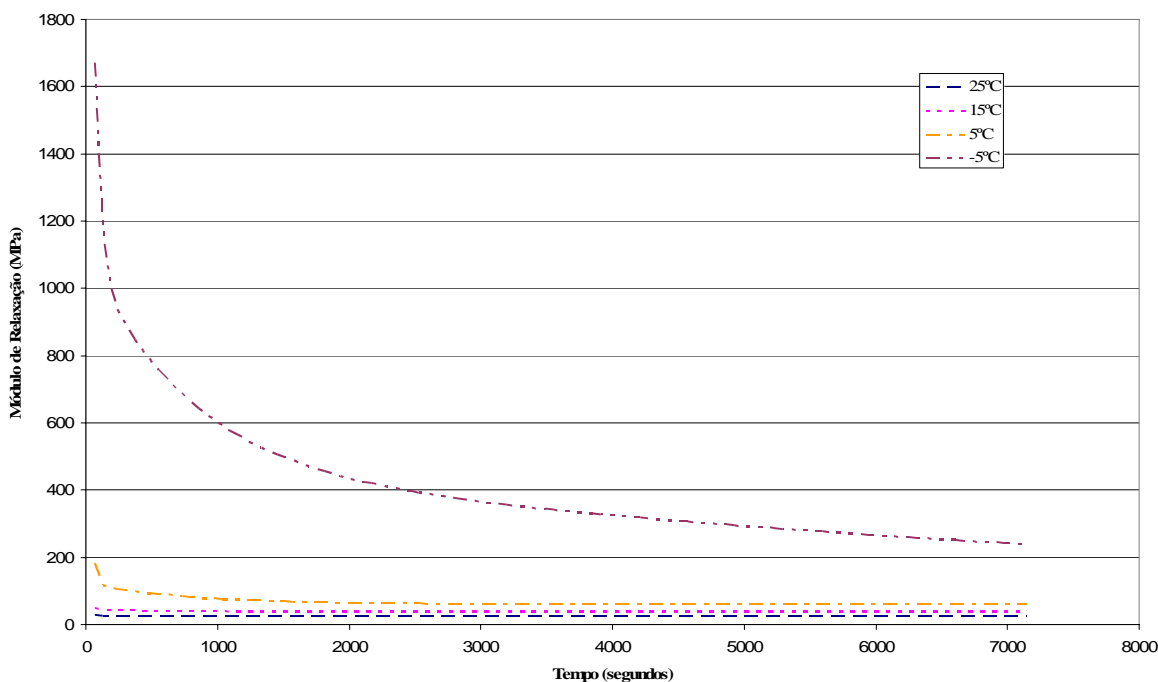


Figura 5.36 – Curvas de relaxação para a mistura convencional

Tabela 5.6 – Parâmetros de Prony para a mistura com BMB

Parâmetros	Temperatura			
	-5 °C	5 °C	15 °C	25 °C
$K_{\infty}$	1.030E2	3.271E1	2.150E1	1.371E1
$K_1$	1.000E0	1.000E0	1.000E0	1.000E0
$K_2$	1.015E3	8.751E2	9.637E2	3.868E2
$K_3$	8.271E1	3.771E1	2.391E1	4.875E0
$\tau_1^K$	2.500E-3	2.862E-3	2.800E-3	2.653E-3
$\tau_2^K$	2.615E1	1.967E1	1.712E1	9.608E0
$\tau_3^K$	2.086E3	1.546E3	1.659E3	3.619E2
$G_{\infty}$	3.815E1	1.211E1	7.962E0	5.079E0
$G_1$	1.000E0	1.000E0	1.000E0	1.000E0
$G_2$	3.759E2	3.241E2	3.569E2	1.433E2
$G_3$	3.063E1	1.397E1	8.855E0	1.806E0
$\tau_1^G$	2.601E-3	2.805E-3	2.745E-3	2.603E-3
$\tau_2^G$	2.615E1	1.967E1	1.712E1	9.608E0
$\tau_3^G$	2.086E3	1.546E3	1.659E3	3.619E2

Com base nas curvas estabelecidas para as quatro temperaturas de ensaio foram definidas as constantes de Prony para uma curva representativa da relaxação relativa a uma temperatura de referência,  $T_r$ , associada a parâmetros das funções WLF, que estabelecem a dependência da

temperatura por parte da relaxação. O estudo conduziu ao estabelecimento dos parâmetros das curvas de relaxação apresentados na Tabela 5.7.

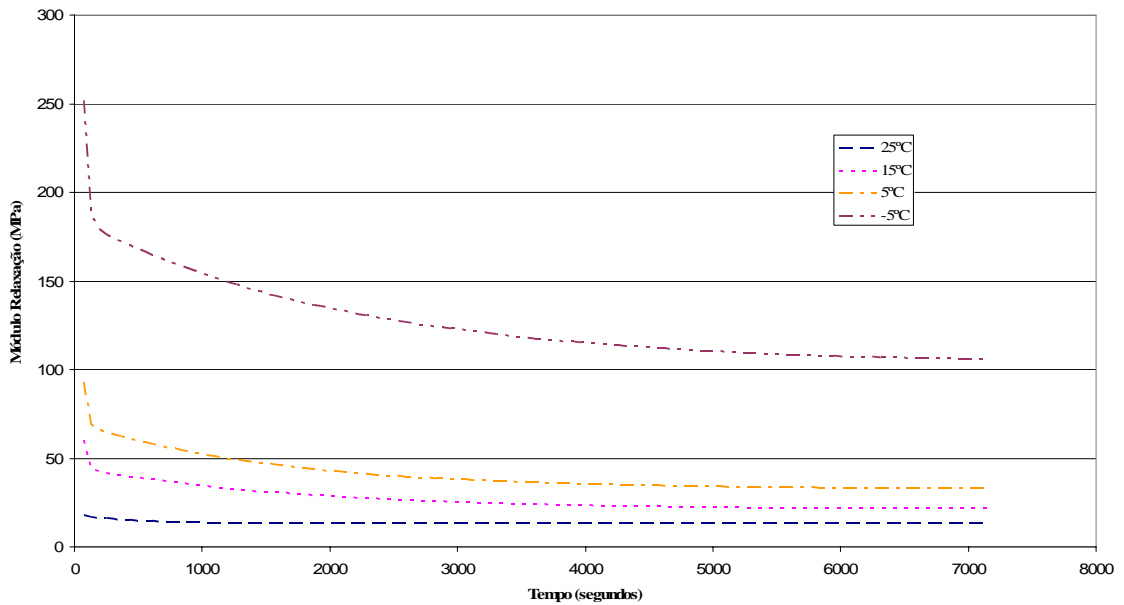


Figura 5.37 – Curvas de relaxação para a mistura com BMB

Tabela 5.7 – Propriedades viscoelásticas das misturas – parâmetros de Prony

	Parâmetros	Mistura com BMB	Mistura convencional
Parâmetros de corte	$K_{\infty}$	1.379E1	2.807E1
	$K_1$	5.623E2	7.845E2
	$K_2$	1.116E2	2.598E2
	$K_3$	2.390E1	3.071E1
	$\tau_1^K$	6.054E-2	5.853E-1
	$\tau_2^K$	1.474E1	9.165E0
Parâmetros volumétricos	$\tau_3^K$	9.863E3	9.922E3
	$G_{\infty}$	5.108E0	1.039E1
	$G_1$	2.091E2	2.894E2
	$G_2$	4.134E1	9.445E1
	$G_3$	8.852E0	1.135E1
	$\tau_1^G$	6.032E-2	5.991E-1
WLF	$\tau_2^G$	1.473E1	9.489E0
	$\tau_3^G$	9.862E3	9.999E3
	$T_r$	1.384E1	1.311E1
	$C_1$	2.228E7	2.557E7
	$C_2$	1.438E8	1.395E8

Os parâmetros obtidos constituem um conjunto de dados sobre o comportamento das misturas estudadas e servem de dados de entrada para a modelação numérica do comportamento dos reforços sob condições de carregamento térmico.

## **5.6. Resistência à fadiga das misturas betuminosas**

Existem vários ensaios, quer em laboratório, quer *in situ*, para a caracterização da resistência à fadiga das misturas betuminosas. Estes ensaios envolvem uma variedade de técnicas de ensaio, tipos de equipamentos, configuração, tipo e modo de carregamento, condições de ensaio e procedimentos de análise. Os ensaios actualmente mais usados são os seguintes:

- flexão em 3 ou 4 pontos;
- flexão em consola;
- rotação em consola;
- carregamento axial e diametral;
- flexão apoiada continuamente.

Em Pais (1999) são realizadas diversas considerações acerca destes ensaios. No presente trabalho adoptou-se a metodologia de avaliação da resistência à fadiga baseada na flexão em quatro pontos. A vantagem dos ensaios de fadiga por flexão em 4 pontos, relativamente à flexão em 3 pontos, deve-se ao facto de nos ensaios à flexão em 4 pontos a rotura do material ocorrer numa zona de momento flector máximo constante sem esforço transversal.

Nos ensaios realizados com a finalidade de determinar a vida à fadiga, foram também determinados o módulo de rigidez e o ângulo de fase para as misturas betuminosas adoptadas no presente estudo.

### **5.6.1. Equipamento de ensaio**

Os ensaios de determinação da resistência à fadiga foram realizados utilizando o ensaio de flexão em quatro pontos, existente na Universidade do Minho, o qual tem como particularidade a existência de livre rotação e translação nos 4 pontos de carga, sendo este facto de extrema importância, uma vez que a flexão provoca o desvio do eixo da viga e consequente rotação, ao longo de cada ciclo de carga.

Para a realização dos referidos ensaios é necessário a utilização de um equipamento que permita a aplicação de cargas dinâmicas com frequências que podem chegar aos 20 Hz. As exigências, quanto aos níveis de força e deslocamento, são menos exigentes, não passando dos 5 kN e dos 2 mm, respectivamente.

Para satisfazer estas exigências, foi utilizado um equipamento servo-hidráulico, existente na Universidade do Minho, constituído por uma estrutura de carga, um grupo hidráulico e uma câmara climática. A referida estrutura de carga é composta por um actuador vertical ligado a uma servo-válvula, na extremidade do qual se encontra uma célula de carga.

A câmara climática permite o controlo de temperaturas desde os  $-20\text{ °C}$  até  $+70\text{ °C}$  com precisão de  $\pm 0.5\text{ °C}$ , sendo essencial para manter a temperatura constante durante todo o ensaio.

### 5.6.2. Determinação da resistência à fadiga das misturas betuminosas

Os ensaios à fadiga por flexão em 4 pontos foram realizados em extensão controlada, onde a amplitude dos deslocamentos é mantida constante durante todo o ensaio. Neste tipo de ensaios, enquanto a extensão é mantida constante a tensão associada decresce, uma vez que o módulo também decresce.

Os ensaios de fadiga à flexão em quatro pontos foram realizados de acordo com a norma AASHTO TP 8-94 (Standard Test Method for Determining the Fatigue Life of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated Flexural Bending) para determinação da resistência à fadiga por flexão de misturas betuminosas produzidas a quente.

Os ensaios foram realizados em vigas com dimensões 63 x 50 x 380 mm, conduzidos às temperaturas de  $5\text{ °C}$ ,  $15\text{ °C}$  e  $25\text{ °C}$ , sendo a frequência de aplicação de cargas de 10 Hz.

Os resultados dos ensaios de fadiga são apresentados nas Figuras 5.38 e 5.39, respectivamente para a mistura com BMB e para a mistura convencional. Nas Tabelas 5.8 e 5.9 são apresentados os parâmetros definidores das leis de fadiga, de acordo com o modelo proposto por Monismith (1981):

$$N_f = a \left( \frac{1}{\varepsilon_0} \right)^b \quad (5.5)$$

onde:  $N_f$  = número de aplicações de carga;  
 $\epsilon_o$  = extensão de tracção;  
 $a, b$  = coeficientes determinados experimentalmente.

Tabela 5.8 – Parâmetros das leis de fadiga para a mistura com BMB

$N=ax(1/\epsilon)^b$	T = 5 °C	T = 15 °C	T = 25 °C
$a$	6.437E22	1.134E26	7.157E24
$b$	6.682	7.540	6.906
$R^2$	0.951	0.984	0.957

Tabela 5.9 – Parâmetros das leis de fadiga para a mistura convencional

$N=ax(1/\epsilon)^b$	T = 15 °C	T = 25 °C
$a$	1.673E+14	1.428E+15
$b$	3.724	3.941
$R^2$	0.971	0.985

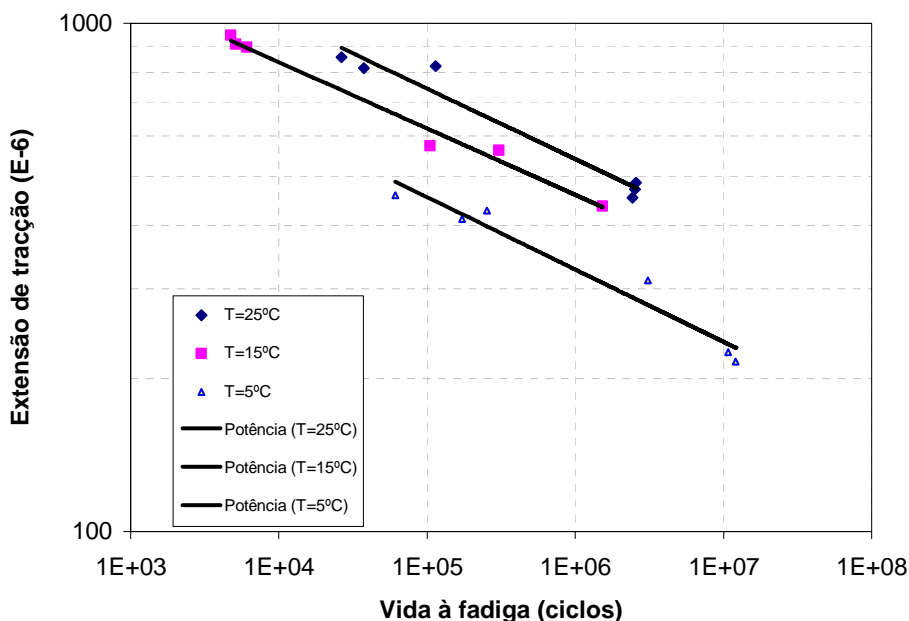


Figura 5.38 – Rectas de fadiga para a mistura com BMB

Na Figura 5.40 apresentam-se, as rectas de fadiga correspondentes a cada mistura betuminosa estudada, sendo possível verificar que as misturas betuminosas com BMB exibem melhor comportamento à fadiga, para as temperaturas estudadas, que a mistura betuminosa convencional.

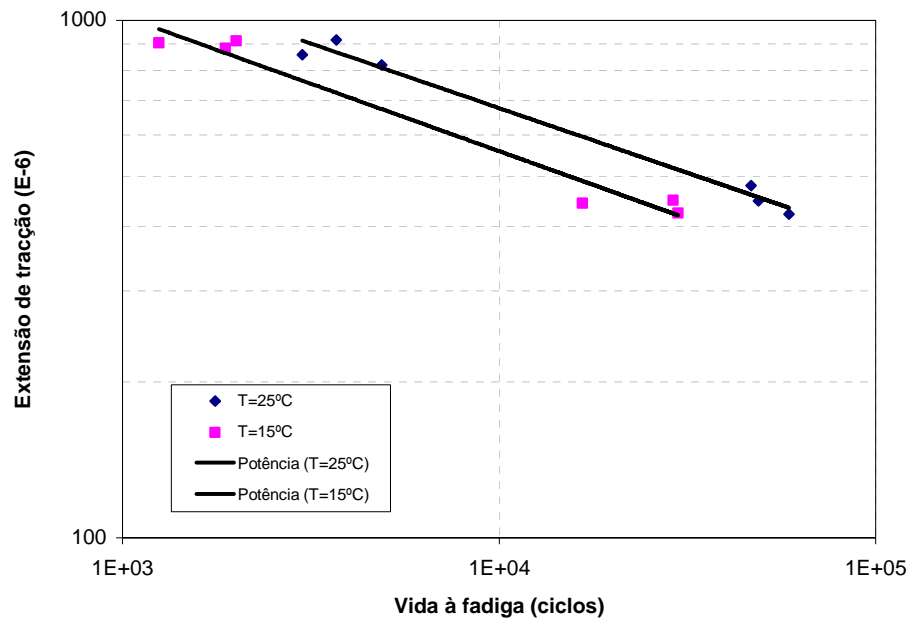


Figura 5.39 – Rectas de fadiga para a mistura betuminosa convencional

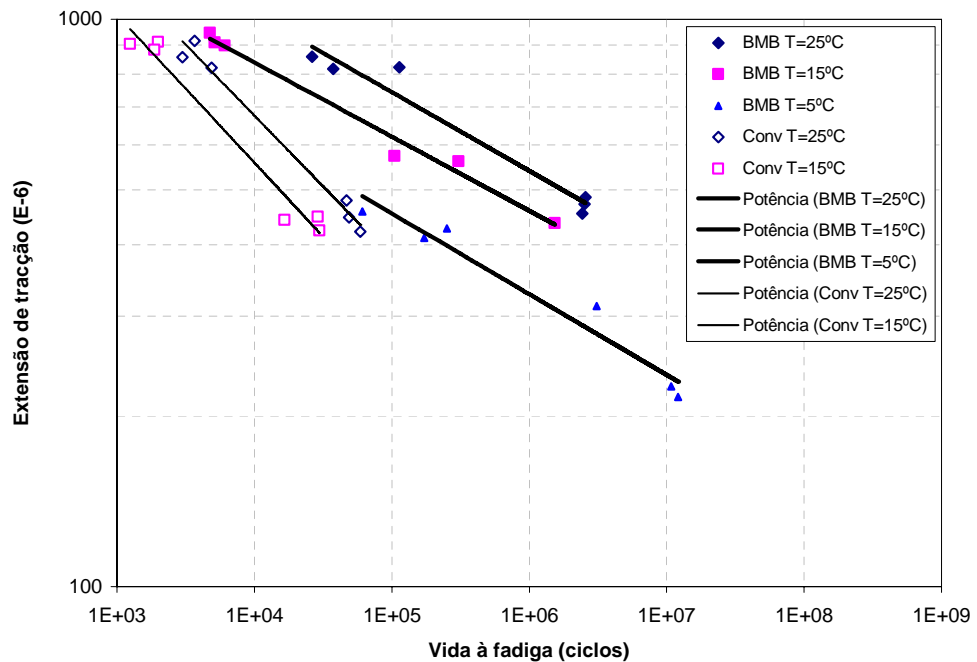


Figura 5.40 – Rectas de fadiga para as misturas betuminosas estudadas

Para aplicação da resistência à fadiga ao estudo horário do comportamento do reforço em análise neste trabalho, torna-se necessário estabelecer expressões que permitam obter relações entre as extensões e o número de eixos para qualquer valor da temperatura, com base nas expressões

definidas a partir dos ensaios de fadiga. Para tal ajustar-se-á expressões definidas para metodologias já existentes aos valores obtidos nos ensaios para as temperaturas estabelecidas.

A previsão da vida à fadiga das misturas betuminosas pode ser realizada utilizando modelos desenvolvidos por diversas instituições, dos quais se destacam o modelo da Shell. Este modelo relaciona a vida à fadiga com o nível de extensão e com a rigidez da mistura betuminosa, usando a Expressão 5.6, proposta por Claussen *et al.* (1977).

$$N_f = \left( \frac{\varepsilon_t}{(0.856V_b + 1.08)E^{-0.36}} \right)^{-5} \quad (5.6)$$

onde:  $N_f$  = resistência à fadiga;

$\varepsilon_t$  = extensão de tracção;

$E$  = módulo de rigidez da mistura betuminosa;

$V_b$  = volume de betume da mistura betuminosa.

O modelo da Shell permite estimar com grande precisão os valores obtidos em laboratório, conclusão já obtida em (Pais, 1999) e (Sousa *et al.*, 1998). Ajustando uma expressão geral aos valores da vida à fadiga, obtida em laboratório para os respectivos níveis de extensão, e considerando os valores do módulo de rigidez, considerado nesta expressão como  $E$ , definidos em função da temperatura, resultam leis de fadiga definidas em função destes parâmetros. Esta expressão geral pode ser baseada no modelo de fadiga da Shell, podendo apresentar uma forma generalizada do tipo da Equação 5.7.

$$N_f = \left( \frac{\varepsilon_t}{(aV_b + b)E^{-c}} \right)^{-d} \quad (5.7)$$

onde:  $N_f$  = resistência à fadiga;

$\varepsilon_t$  = extensão de tracção;

$E$  = módulo de rigidez da mistura;

$a, b, c, d$  = coeficientes adimensionais ajustáveis aos ensaios realizados;

$V_b$  = volume de betume da mistura betuminosa.

A influência da temperatura nesta expressão passa, assim, a ser considerada através da sua relação com o módulo de rigidez da mistura,  $E$ . O valor do volume de betume,  $V_b$ , adoptado para a mistura convencional foi de 10.8% e para a mistura com betume modificado com borracha foi

de 17.5 %. As leis de fadiga assim obtidas permitem obter a vida à fadiga de uma mistura com base no conhecimento do nível de extensão e da temperatura.

Atendendo ao módulo de rigidez e à temperatura para os dois tipos de misturas consideradas no presente estudo, e considerando as leis de fadiga obtidas em laboratório para as temperaturas de ensaio, foram definidos os coeficientes definidores destas leis, que se apresentam na Tabela 5.10, para os dois tipos de misturas ensaiadas.

Tabela 5.10 – Coeficientes da lei da Shell para as misturas estudadas

Coeficientes	Mistura convencional	Mistura com BMB
<i>a</i>	1.009E0	1.957E0
<i>b</i>	9.283E-1	9.258E-1
<i>c</i>	-3.372E-1	-4.344E-1
<i>d</i>	3.961E0	6.941E0
<i>R</i> <sup>2</sup>	9.857E-1	9.864E-1

### 5.7. Determinação do módulo de rigidez e ângulo de fase das misturas betuminosas

No âmbito do presente trabalho, a avaliação do módulo de rigidez, em função da temperatura, assume um função importante, uma vez que, para avaliação do impacto das variações de temperatura na reflexão de fendas quando a acção predominante é o tráfego, o principal mecanismo de actuação assenta na dependência da temperatura na rigidez no pavimento.

A determinação do módulo de rigidez e do ângulo de fase das misturas betuminosas estudadas, recorrendo a ensaios de flexão em 4 pontos, foi realizada aplicando um carregamento sinusoidal correspondente a uma extensão de tracção de  $10^{-4}$ .

Os ensaios foram conduzidos por ordem decrescente de frequência, tendo-se aplicado as frequências de 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0.5 Hz, 0.2 Hz e 0.1 Hz. Estes ensaios foram repetidos para as 4 temperaturas em estudo: -5 °C, 5 °C, 15 °C e 25 °C.

Nas Figuras 5.41 e 5.42 apresenta-se a evolução do módulo de rigidez em função, respectivamente, da temperatura e da frequência de carregamento, para a mistura convencional, enquanto que nas Figuras 5.43 e 5.44 se apresenta o mesmo tipo de gráficos para a mistura com BMB.

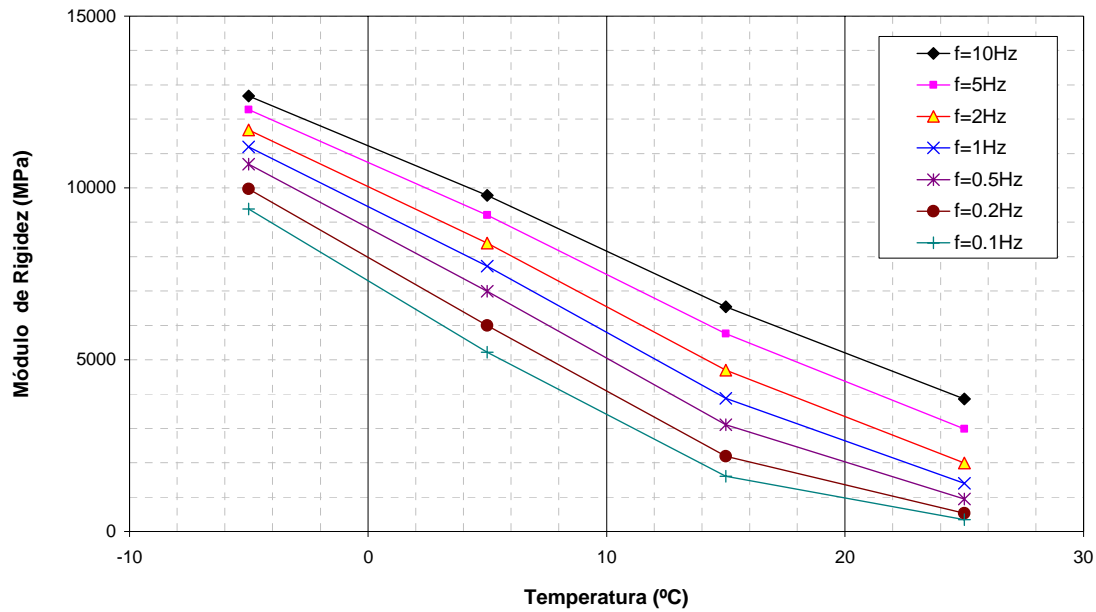


Figura 5.41 – Evolução do módulo de rigidez da mistura convencional em função da temperatura

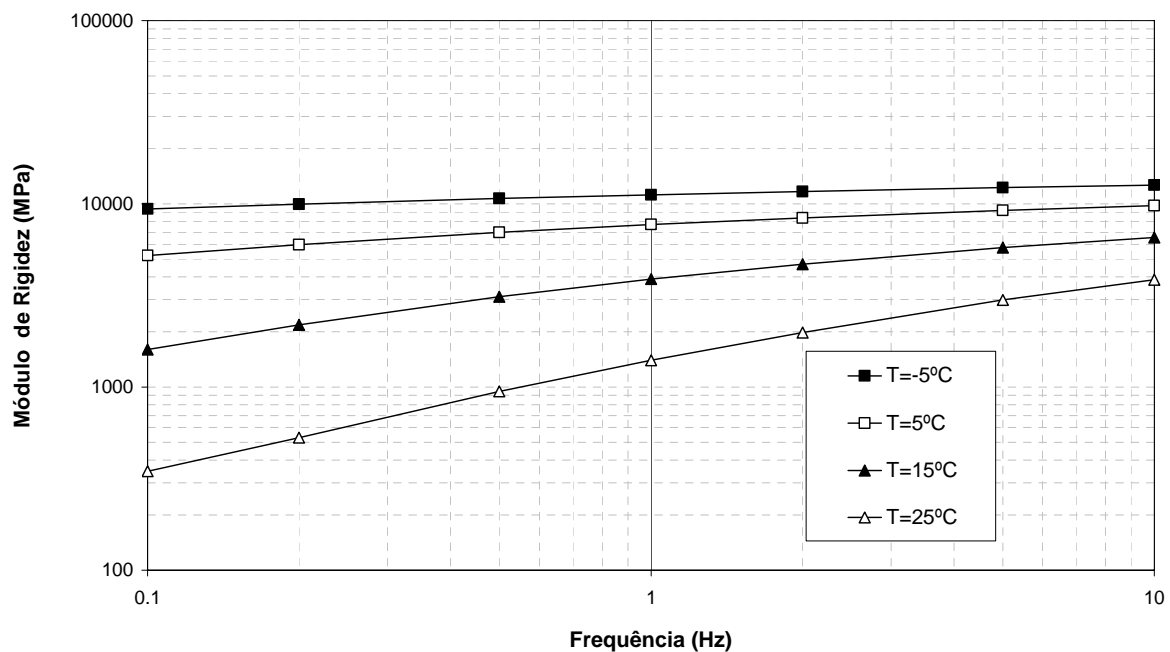


Figura 5.42 – Evolução do módulo de rigidez da mistura convencional em função da frequência de carregamento

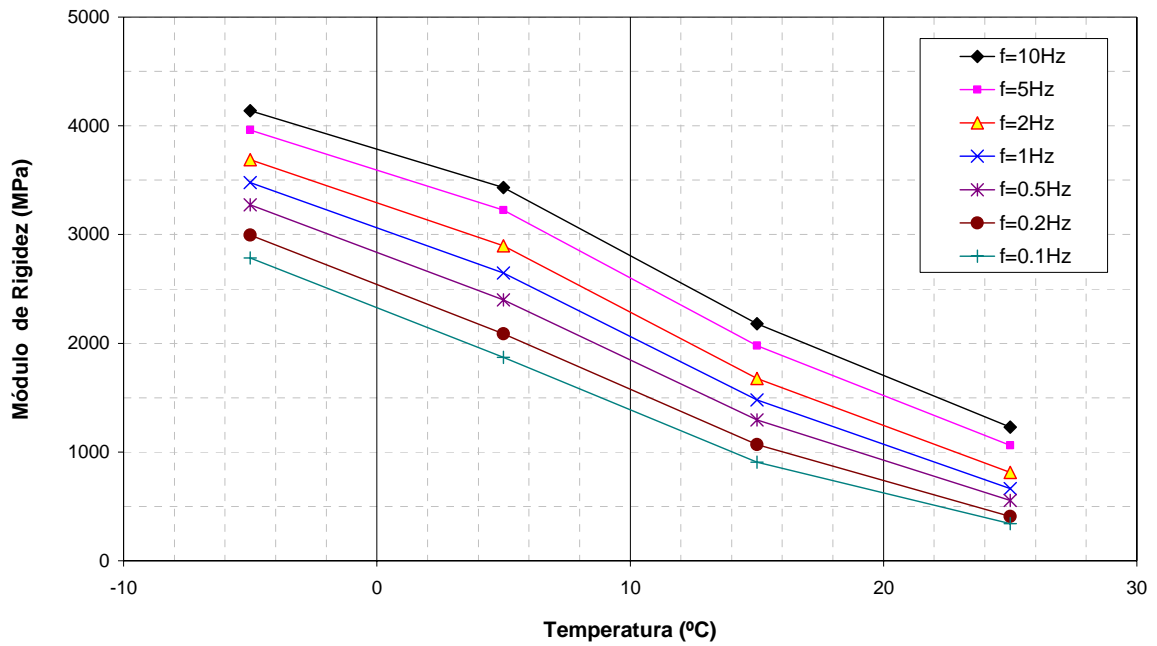


Figura 5.43 – Evolução do módulo de rigidez da mistura com BMB em função da temperatura

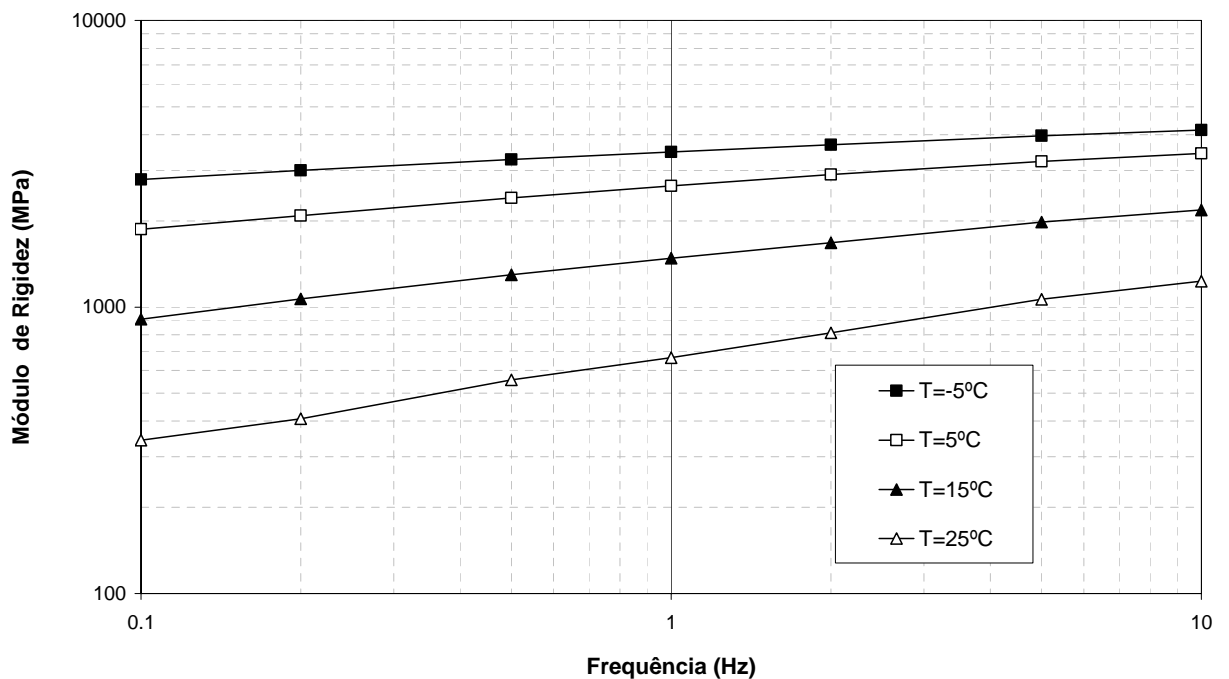


Figura 5.44 – Evolução do módulo de rigidez da mistura com BMB em função da frequência de carregamento

Nas Figuras 5.45 e 5.46 apresenta-se a evolução do ângulo de fase em função, respectivamente, da temperatura e da frequência de aplicação de cargas, para a mistura convencional enquanto que nas Figuras 5.47 e 5.48 se apresenta o mesmo tipo de gráficos para a mistura com BMB.

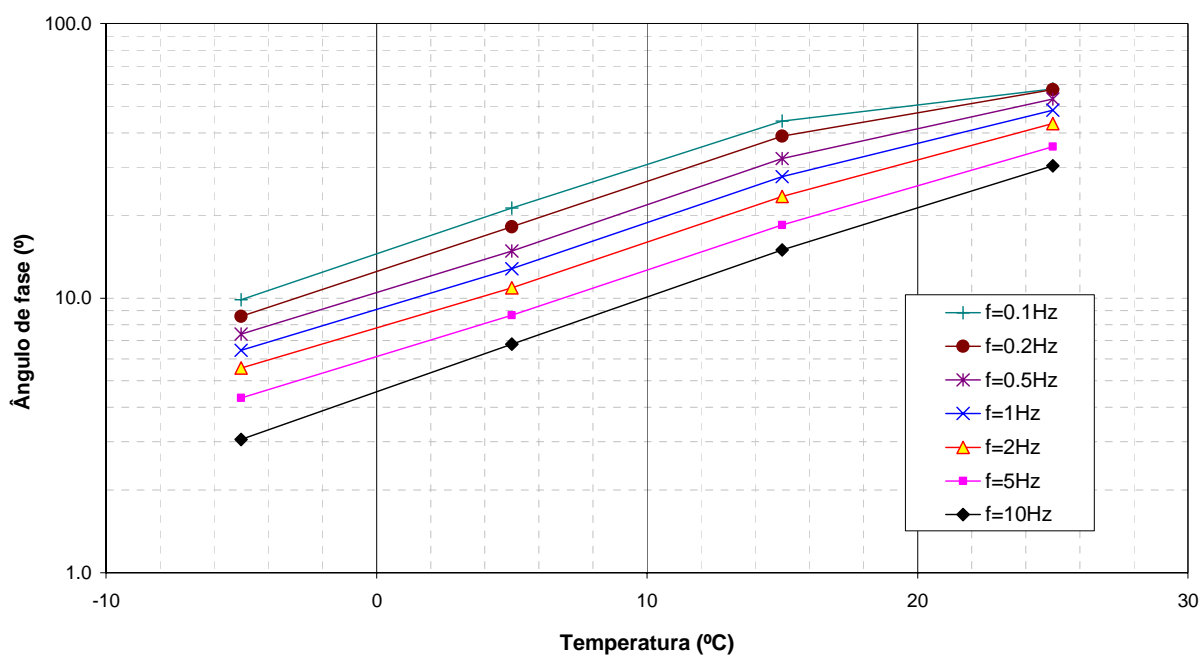


Figura 5.45 – Evolução do ângulo de fase da mistura convencional em função da temperatura

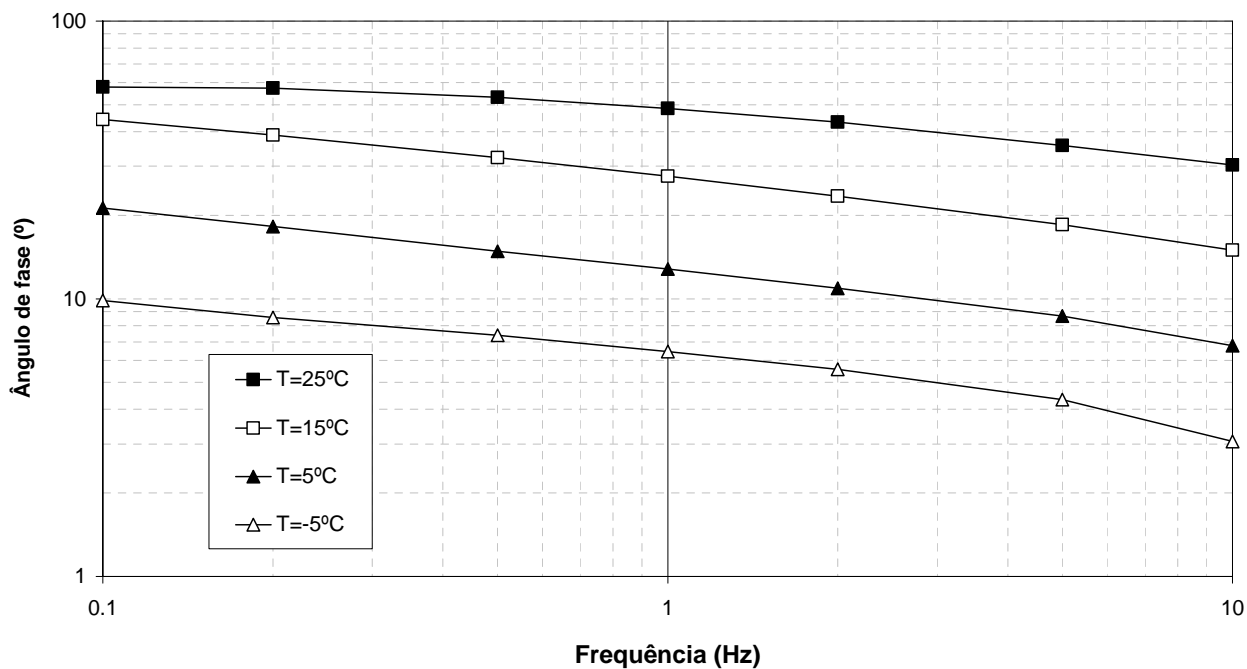


Figura 5.46 – Evolução do ângulo de fase da mistura convencional em função da frequência de carregamento

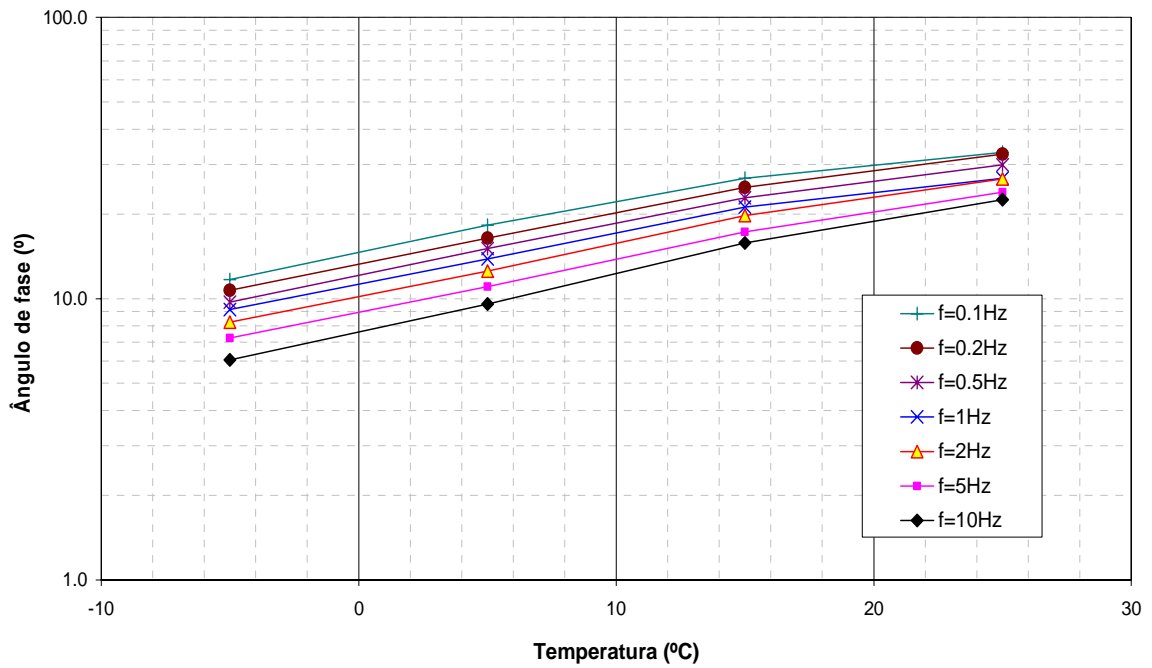


Figura 5.47 – Evolução do ângulo de fase da mistura com BMB em função da temperatura

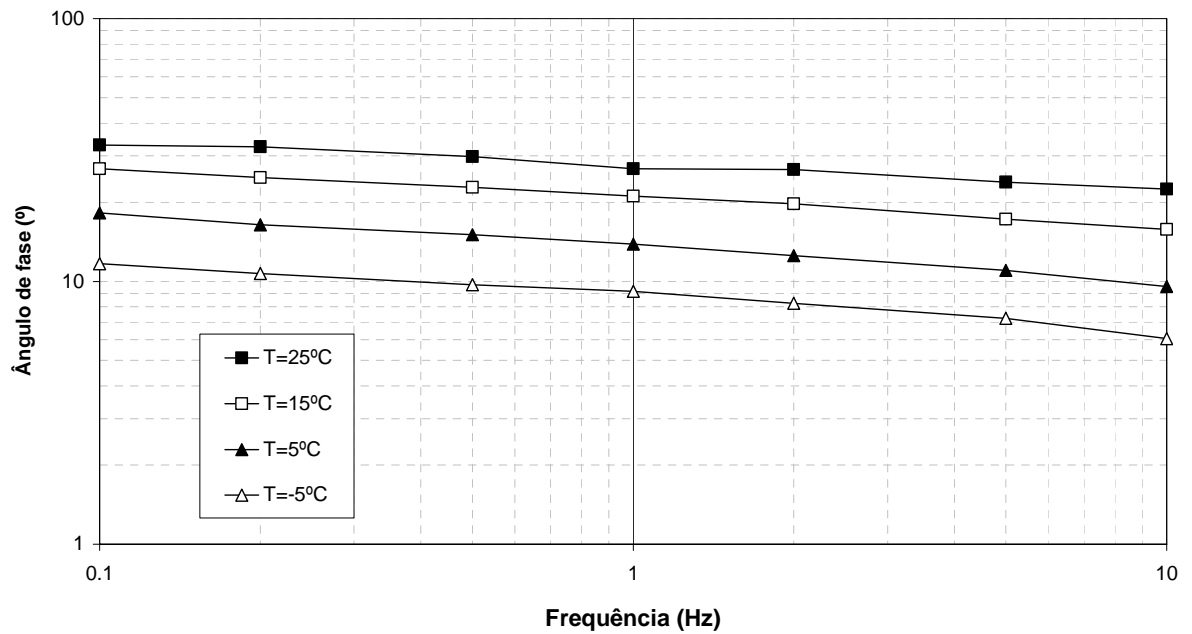


Figura 5.48 – Evolução do ângulo de fase da mistura com BMB em função da frequência de carregamento

Com base na observação dos gráficos onde se expressam as relações entre o módulo de rigidez e a temperatura adoptou-se um modelo linear para expressar esta relação:

$$E = a + b \times T \quad (5.8)$$

onde:  $E$  = módulo de rigidez;

$T$  = temperatura de ensaio;

$a, b$  = constantes, função do material e da frequência.

A aplicação do modelo da Expressão 5.8 aos resultados obtidos para as propriedades mecânicas das duas misturas ensaiadas neste estudo obteve-se os valores dos coeficientes, para cada tipo de mistura, que se apresentam na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Coeficientes para modelo do módulo de rigidez em função da temperatura

Material	Coeficientes	Frequência (Hz)						
		10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Mistura com BMB	a	3803	3600	3285	3050	2811	2520	2292
	b	-113	-111	-108	-105	-100	-94	-89
	R <sup>2</sup>	0.993	0.991	0.987	0.982	0.976	0.967	0.960
Mistura convencional	a	14790	14117	13182	12374	11512	10362	9475
	b	-384	-402	-423	-429	-426	-413	-396
	R <sup>2</sup>	0.986	0.990	0.995	0.996	0.993	0.983	0.967

Observando os gráficos onde se expressam as relações entre o módulo de rigidez e a frequência de carregamento deduz-se que estas podem ser expressas por um modelo baseado numa expressão de potência do tipo:

$$E = c \times f^d \quad (5.9)$$

onde:  $E$  = módulo de rigidez;

$f$  = frequência de aplicação da carga;

$c, d$  = constantes, função do material e da temperatura.

A aplicação da Expressão 5.9 aos resultados obtidos para as propriedades mecânicas das duas misturas ensaiadas neste estudo obteve-se os valores dos coeficientes, para cada tipo de mistura, que se apresentam na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Coeficientes do modelo do módulo de rigidez em função da frequência

Material	Coeficientes	Temperaturas (°C)			
		-5	5	15	25
Mistura com BMB	c	3657	2394	1230	590
	d	0.090	0.142	0.218	0.298
	R <sup>2</sup>	0.995	0.992	0.994	0.992
Mistura convencional	c	14155	10320	5135	1625
	d	0.064	0.135	0.299	0.515
	R <sup>2</sup>	0.987	0.981	0.978	0.993

Relativamente às relações entre o ângulo de fase,  $\phi$ , e a temperatura propõe-se um modelo linear para expressar esta relação:

$$\phi = e + f \times T \quad (5.10)$$

onde:  $\phi$  = ângulo de fase;

T = temperatura de ensaio;

$e, f$  = constantes, função do material e da frequência.

A aplicação do modelo apresentado na Expressão 5.10 aos resultados obtidos para as misturas ensaiadas, conduz aos valores dos coeficientes que se apresentam na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Coeficientes do modelo do ângulo de fase em função da temperatura

Material	Coeficientes	Frequência (Hz)						
		10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Mistura com BMB	e	7.925	9.236	10.560	11.713	12.545	13.735	15.166
	f	0.554	0.561	0.623	0.603	0.682	0.740	0.727
	R <sup>2</sup>	0.982	0.986	0.989	0.994	0.995	0.994	0.996
Mistura convencional	e	4.790	6.406	8.237	9.761	11.437	14.046	16.611
	f	0.899	1.038	1.257	1.407	1.545	1.671	1.669
	R <sup>2</sup>	0.922	0.929	0.938	0.950	0.962	0.980	0.984

Para expressar as relações entre o ângulo de fase e a frequência de carregamento propõe-se que estas possam ser expressas através dum modelo baseado numa expressão de potência:

$$\phi = g \times f^h \quad (5.11)$$

onde:  $\phi$  = ângulo de fase;

$f$  = frequência de aplicação da carga;

$g, h$  = constantes, função do material e da temperatura.

O ajuste deste modelo aos resultados obtidos nos ensaios das misturas betuminosas conduziu aos valores que se apresentam na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Coeficientes do modelo do ângulo de fase em função da frequência

Material	Coeficientes	Temperaturas (°C)			
		-5	5	15	25
Mistura com BMB	c	8.785	13.519	20.864	27.642
	d	-0.135	-0.135	-0.114	-0.088
	R <sup>2</sup>	0.974	0.990	0.993	0.979
Mistura convencional	c	6.055	12.485	26.799	45.430
	d	-0.238	-0.241	-0.234	-0.143
	R <sup>2</sup>	0.963	0.994	0.994	0.936

## 5.8. Conclusões

Neste capítulo foram apresentadas as características mecânicas das misturas betuminosas adoptadas para o desenvolvimento deste trabalho. Foram apresentados os dados relativos à composição de ambas as misturas e da sua obtenção *in situ*. Trata-se de duas misturas normalmente apontadas como solução para camadas de reforço de pavimentos, em particular a mistura com BMB, à qual se atribuem qualidades orientadas para a resistência à reflexão de fendas.

Para a caracterização do comportamento mecânico destas misturas apresentaram-se os resultados de um conjunto de ensaios realizados, bem como uma resumida exposição da metodologia e dos equipamentos utilizados. Os ensaios apresentados referem-se à avaliação do coeficiente de retracção térmica, das propriedades de relaxação das misturas, do módulo de rigidez, ângulo de fase e da resistência à fadiga.

Os resultados obtidos nos ensaios de avaliação da retracção térmica livre das misturas betuminosas conduziram à obtenção de um coeficiente de retracção térmica para cada tipo de mistura considerada. Estes ensaios foram realizados aplicando regimes de temperaturas, variando entre 25 °C e -5 °C, com taxas de variação de temperatura de 1 °C/h, 2 °C/h, 5 °C/h e 10 °C/h, e da aplicação destes se obtiveram as respostas das misturas, em termos de variação volumétrica.

Os resultados obtidos foram apresentados recorrendo a curvas que relacionam as extensões com o tempo de carregamento e com as variações de temperatura. Da relação observada entre os regimes de temperaturas e as variações volumétricas obtiveram-se os coeficientes de retracção térmica para cada tipo de mistura betuminosa. Conclui-se que a mistura com betume modificado com borracha apresenta um coeficiente de retracção térmica superior ao da mistura convencional.

Os ensaios de avaliação das propriedades de relaxação das misturas betuminosas conduziram à definição experimental de coeficientes associados a modelos de representação da relaxação. Os resultados são apresentados através de curvas que expressam relações entre o módulo de relaxação e o tempo de carregamento. Foi realizado o ajuste destas curvas experimentais a modelos de comportamento representados por séries de Prony. Como resultado deste ajuste, por regressão não-linear, foram estabelecidos os coeficientes que melhor se ajustam às curvas referidas.

A avaliação da resistência à fadiga das misturas betuminosas utilizadas neste trabalho foi realizada recorrendo a ensaios de flexão em 4 pontos conduzidos a temperaturas de ensaio de 5 °C, 15 °C e 25 °C. Os resultados obtidos foram ajustados a curvas, com expressão geral baseada no modelo da Shell.



## 6. MODELAÇÃO DA TEMPERATURA NOS PAVIMENTOS

### 6.1. Introdução

Os pavimentos rodoviários são dimensionados utilizando modelos analíticos cujo processamento se realiza com base em parâmetros de entrada que caracterizam as acções, a geometria do pavimento e as propriedades dos materiais que o constituem. Nestes modelos, a consideração dos dados que caracterizam estruturalmente o pavimento e as cargas do tráfego realiza-se com grande representatividade das condições reais, enquanto que as variações da temperatura nos pavimentos, nem sempre são consideradas.

De facto, os valores da temperatura atribuídos no domínio do pavimento apresentam uma influência significativa, quer no módulo de deformabilidade das misturas betuminosas quer no fenómeno da retracção térmica. Considera-se assim pertinente a inclusão das variações periódicas da temperatura (sazonais, diárias ou horárias) no processo de concepção de pavimentos, em particular dos reforços de pavimentos, as quais representam os gradientes de temperatura efectivamente ocorridos.

As variações de temperatura, diárias e sazonais, conduzem ao desenvolvimento de tensões térmicas as quais, quando atingem determinados valores, podem provocar o fendilhamento do reforço do pavimento. As variações diárias de temperatura apresentam uma influência importante no estado de tensão de origem térmica, a profundidades que atingem alguns centímetros abaixo da superfície do pavimento. Dependendo do nível de variação da temperatura, o resultado da ocorrência de variações de temperatura reflecte-se num incremento do estado de tensão no reforço, através de dois processos distintos: através da retracção térmica no reforço e através dos movimentos dos bordos das fendas existentes nas camadas subjacentes, resultantes da retracção térmica nestas.

O conhecimento da distribuição de temperaturas em todo o pavimento é, assim, fundamental para atribuir aos materiais betuminosos propriedades mecânicas adequadas. As propriedades térmicas dos materiais betuminosos são descritas principalmente pelo módulo de rigidez, que depende da amplitude e da forma da distribuição da temperatura pelas camadas betuminosas. Se

as variações do módulo de rigidez das camadas betuminosas são consideradas no processo de concepção dos pavimentos, a precisão dos resultados fica melhorada.

No sentido de poderem ser determinados os estados de tensão nos reforços de pavimentos, devido à acção térmica, é necessário conhecer a evolução, no tempo, da distribuição da temperatura no interior dum pavimento. A correcta caracterização das variações de temperatura a que um pavimento está sujeito, e que são as responsáveis pela retracção térmica, passa pela consideração da temperatura num pavimento continuamente ao longo do tempo.

A definição da solicitação “variações de temperatura” implica a necessidade de estabelecer evoluções da distribuição da temperatura num pavimento, a diversas profundidades das camadas betuminosas, durante períodos de 24 horas. As distribuições da temperatura obtidas para as diferentes horas do dia permitem calcular, num reforço de pavimento, os efeitos térmicos associados a essas distribuições, bem como a variação de módulo de rigidez com a temperatura.

A variação, no tempo, do estado térmico num pavimento é controlada pelas condições climáticas, definidas pelos parâmetros atmosféricos, pela difusibilidade térmica dos materiais do pavimento, definida em função do calor específico e da condutibilidade térmica, e pela profundidade do pavimento onde se pretenda avaliar a temperatura (Mrawira *et al.*, 2002).

A distribuição da temperatura no interior duma estrutura de pavimento pode ser obtida quer por observação directa *in situ* das temperaturas do pavimento, através do uso de equipamentos de aquisição, tais como termopares, e registo de dados (*Datalogger's*), quer por determinação teórica, em termos de estimativa, da temperatura através de modelos matemáticos representativos do funcionamento dos mecanismos de transferência de calor.

A opção de obter distribuições de temperatura nos pavimentos através da medição directa *in situ* é desejável, pelo facto de os valores da temperatura poderem ser obtidos com a segurança de serem representativos das temperaturas reais. Este aspecto reveste-se de grande importância quando se pretende estimar estados de tensão através de modelos teóricos. No entanto, este procedimento experimental de obtenção da temperatura é relativamente lento e apenas disponibiliza informação sobre as temperaturas durante o período de observação e para o local da observação.

Por outro lado, a adopção de modelos matemáticos (teóricos) para avaliação da temperatura pode apresentar algumas limitações, devido à redução da precisão inerente à modelação teórica, quer a

nível dos dados de entrada quer ao nível da caracterização das propriedades dos materiais. No entanto, os métodos matemáticos para obtenção do estado térmico dos pavimentos apresentam vantagens a nível de rapidez, comodidade e da forma pouco dispendiosa de obtenção das distribuições da temperatura (Diefenderfer, 2002).

Para além disso, os modelos matemáticos permitem ainda simular distribuições da temperatura para uma vasta faixa de condições, incluindo situações extremas e pouco usuais, portanto, com pouca probabilidade de serem detectadas nas observações *in situ* durante curtos períodos de observação. Existem ainda modelos apresentados na literatura da especialidade os quais foram desenvolvidos para condições particulares de carregamento térmico e cuja aplicabilidade depende sempre da sua adaptação às condições em estudo.

No trabalho desenvolvido, as distribuições da temperatura usadas na simulação da reflexão de fendas sob condições de variação da temperatura, foram obtidas a partir de observações de um pavimento localizado no IP4 ao longo do ano de 2004. A par da observação da temperatura no pavimento foram também observados os parâmetros atmosféricos a partir de uma estação meteorológica localizada no Instituto Politécnico de Bragança com o objectivo de desenvolver um modelo que permita obter as temperaturas no pavimento para outros anos. Este modelo, desenvolvido para obter a distribuição da temperatura a partir dos parâmetros atmosféricos, serviu também para determinar as temperaturas no pavimento em dias nos quais não foi possível obter dados através do sistema de registo de dados da temperatura do pavimento.

Uma vez que a temperatura medida no interior do pavimento apresenta uma definição de carácter discreto, ou seja, a obtenção da temperatura é efectuada para determinadas profundidades localizadas, houve necessidade de desenvolver um modelo teórico que permitisse a determinação duma distribuição da temperatura mais contínua no domínio do pavimento, pelo menos ao nível da discretização em elementos finitos.

A seguir serão apresentados os objectos de estudo do presente capítulo, nomeadamente:

- a observação *in situ* da temperatura num pavimento;
- o desenvolvimento de dois modelos de determinação de distribuição da temperatura: modelo de distribuição da temperatura a partir da temperatura observada *in situ* e modelo de determinação da temperatura no pavimento a partir de dados atmosféricos observados;
- o estudo da convergência entre os resultados do modelo teórico de determinação da temperatura no pavimento, a partir dos dados atmosféricos, e a temperatura observada.

Nos sub-capítulos seguintes apresentam-se as bases teóricas nas quais se apoia o funcionamento dos modelos de simulação adoptados, concretamente a representação por diferenças finitas e a representação por elementos finitos.

## 6.2. Modelação do comportamento térmico baseada no método das diferenças finitas

A resposta transiente dos pavimentos em termos de evolução da temperatura no seu interior pode ser analisada através de uma modelação numérica incremental, usando a metodologia das diferenças finitas, aplicando o princípio do balanço de energia e a equação de transferência de calor de Fourier. A forma discreta da equação de Fourier, aplicada a uma camada de pavimento, apresenta a seguinte expressão, extraída de Ketkar (1960):

$$K_i \left( \frac{T_{m-1}^p - T_m^p}{\Delta z} \right) - K_i \left( \frac{T_m^p - T_{m+1}^p}{\Delta z} \right) = \rho C \left( \frac{T_m^{p+1} - T_m^p}{\Delta t} \right) \Delta z \quad (6.1)$$

onde:  $\Delta t$  = incremento de tempo;

$\Delta z$  = incremento de profundidade;

$p$  = índice representativo de um instante de tempo, tal que  $|T^{p+1} - T^p| = \Delta t$ ;

$m$  = índice representativo da profundidade, tal que  $|z_{m+1} - z_m| = \Delta z$ ;

$K_i$  = coeficiente de condutibilidade térmica da camada  $i$ ;

$T_m^p$  = temperatura no nó  $m$  ao instante  $p$ ;

$\rho$  = densidade do material;

$C$  = calor específico.

A forma discreta da equação de Fourier na zona de interface das camadas do pavimento pode ser expressa da seguinte forma:

$$T_m^{p+1} = \frac{2 \Delta t}{r(\Delta z)^2} (K_i T_{m+1}^p + K_{i+1} T_{m+1}^p) + \left( 1 - \frac{2K_i \Delta t}{r(\Delta z)^2} - \frac{2K_{i+1} \Delta t}{r(\Delta z)^2} \right) T_m^p \quad (6.2)$$

onde:  $r = C_i \rho_i + C_{i+1} \rho_{i+1}$ .

A interacção entre o pavimento e a sua envolvente dá-se na sua superfície e pode ser expressa pela seguinte equação:

$$h_r(T_{ar} - T_{sup}^p) + q_s + h_c(T_{sup} - T_{sup}^p) + K_i \left( \frac{T_1^p - T_{sup}^p}{\Delta z} \right) = \rho C \frac{\Delta z}{2} \left( \frac{T_{sup}^{p+1} - T_{sup}^p}{\Delta t} \right) \quad (6.3)$$

onde:  $h_r$  = coeficiente de radiação térmica;

$q_s$  = fluxo de calor devido à radiação solar incidente efectiva absorvida pelo pavimento;

$h_c$  = coeficiente de transferência de calor por convecção;

$T_1$  = temperatura no primeiro ponto da discretização do domínio;

$T_{sup}$  = temperatura na superfície do pavimento;

$T_{ar}$  = temperatura do ar.

A resolução do modelo de avaliação da temperatura no pavimento em estado transiente por aplicação da metodologia das diferenças finitas fez-se usando uma folha de cálculo e programando as expressões que aqui se apresentaram. As equações foram resolvidas incrementalmente para cada intervalo de tempo,  $\Delta t$ , de 30 segundos, de forma a determinar as temperaturas, a determinada profundidade e em determinado instante.

A avaliação da resposta térmica do pavimento, para períodos curtos de tempo, da ordem de poucas horas, realiza-se considerando que as temperaturas a uma profundidade de 2 m, se mantêm constantes durante o período de tempo envolvido no processamento numérico. Supõe-se que a estas profundidades a variação da temperatura se faz sentir para longos períodos de referência, ou seja, admitindo-se apenas uma variação sazonal.

A solução do modelo de diferenças finitas requer uma determinação da distribuição inicial da temperatura em todas as camadas de pavimento, antes da determinação das temperaturas ao longo do período de análise. Considerou-se como distribuição inicial da temperatura a distribuição obtida no pavimento *in situ* para o instante inicial do período de simulação. A condutibilidade térmica e a difusividade térmica do pavimento foram estimadas através de um processo de convergência.

### 6.3. Modelação do comportamento térmico baseada no método dos elementos finitos

Conforme já abordado, para o estudo do comportamento dos pavimentos à reflexão de fendas, foi adoptada a metodologia dos elementos finitos, através do desenvolvimento de modelos representativos do comportamento do pavimento em estudo.

Normalmente os modelos mecânicos utilizados nesta metodologia são constituídos por milhares de elementos e, conseqüentemente, por milhares de nós (Duncan, 1968). Tornou-se, assim, impraticável qualquer metodologia de trabalho que envolvesse a atribuição manual (e individual) da temperatura aos nós dos modelos. Para a realização de tal tarefa, optou-se por realizar uma atribuição automática da temperatura a todo o domínio do modelo mecânico do pavimento. A atribuição automática da temperatura aos nós do modelo realizou-se através de análises térmicas a todo o domínio do pavimento, para as situações de análise em estudo.

A simulação do fenómeno físico no qual se baseia a evolução térmica, no tempo, dos pavimentos rodoviários é normalmente baseada em análises unidimensionais (desenvolvimento vertical) de avaliação da temperatura em profundidade, por aplicação da condução de calor unidimensional. Como tal, para a avaliação térmica de pavimentos, em profundidade e no tempo, bastaria a utilização de modelos simples de diferenças finitas, com um nó por cada profundidade. No entanto, este tipo de análise, baseado em modelos simples unidimensionais, resolve o problema da determinação da evolução térmica do pavimento em profundidade mas, desta forma, apenas se obtém a temperatura para um nó por cada nível de profundidade.

Como o objectivo da avaliação térmica neste trabalho também contempla a atribuição das temperaturas a milhares de nós do domínio mecânico do pavimento, a adopção de modelos geometricamente e termicamente tridimensionais, conduz à obtenção da temperatura para uma grande quantidade de nós, com localizações no âmbito tri-dimensional (3D). As situações de análise para as quais se procedeu à modelação numérica do estado térmico do pavimento foram:

- determinação da temperatura em todos os nós do domínio térmico e mecânico do pavimento a partir do conhecimento da temperatura a determinadas profundidades do pavimento;
- determinação da temperatura em todos os nós do domínio mecânico do pavimento a partir do conhecimento dos parâmetros atmosféricos, nomeadamente da temperatura do ar, da radiação solar e da velocidade do vento.

Deste facto resulta que a atribuição da temperatura aos nós do modelo mecânico se realiza de uma forma automática sempre que o cálculo mecânico for precedido por uma análise térmica. Esta metodologia veio a tornar o processo de cálculo mais rápido e a depender apenas do processamento numérico e não do processo de introdução de dados.

Como tal, no sentido de modelar termicamente o pavimento em análise, também neste caso foi utilizada a metodologia dos elementos finitos, na concepção de modelos numéricos de comportamento térmico do pavimento, usando as suas potencialidades no campo da análise térmica estática e transiente. Para o desenvolvimento, quer dos modelos numéricos mecânicos quer, em consequência, dos modelos numéricos térmicos, foi usado o código fonte ANSYS 8.0 (ANSYS 5.6, 1999).

No estudo que se apresenta nos sub-capítulos seguintes expõe-se um modelo térmico baseado em elementos finitos que visa a obtenção, ou previsão, de distribuições de temperatura no domínio dos pavimentos betuminosos, que nos últimos anos se tem revelado ser uma ferramenta de grande aplicabilidade neste domínio da investigação. A seguir, são apresentadas as bases teóricas desta metodologia adoptadas no presente estudo e a particularização para o modelo proposto.

### 6.3.1. Conceitos teóricos subjacentes à aplicação da metodologia dos elementos finitos

Os conceitos teóricos apresentados neste contexto referem-se aos três tipos de fenómenos de transferência de calor que estão identificados como os que contribuem para o comportamento térmico dos pavimentos rodoviários, e que são: condução de calor, radiação térmica e convecção. O primeiro processo de transferência de calor, de convecção, é o que governa a evolução térmica no interior do pavimento enquanto que os restantes processos, de radiação e por convecção, são os que ocorrem sobre o pavimento como condições fronteira dos modelos e que representam as solicitações térmica sobre o pavimento.

#### *Condução de calor no interior do pavimento*

A primeira lei da termodinâmica, que estabelece o princípio da conservação da energia térmica, foi usada para a resolução do problema térmico do pavimento, através da metodologia dos elementos finitos. Considerando um volume de controlo diferencial (infinitesimal) de um pavimento, a conservação de energia é expressa através da expressão:

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} + \{L\}^T \{q\} = 0 \quad (6.4)$$

onde:  $\rho$  = densidade do material;

$C$  = calor específico;

$T$  = temperaturas no domínio –  $T(x,y,z,t)$  ;

$t$  = tempo;

$$\{L\} = \left\{ \begin{array}{c} \partial/\partial x \\ \partial/\partial y \\ \partial/\partial z \end{array} \right\} - \text{vector operador};$$

$\{q\}$  = vector de fluxo de calor.

O termo  $\{L\}^T \{q\}$  também pode ser interpretado como  $\nabla \{q\}$ , sendo  $\nabla$  o operador divergência. A lei de Fourier pode ser usada para relacionar o fluxo de calor com os gradientes térmicos através da expressão:

$$\{q\} = -[D]\{L\}T \quad (6.5)$$

onde:  $[D] = \begin{bmatrix} K_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix}$  – matriz condutividade;

$K_{xx}$ ,  $K_{yy}$ ,  $K_{zz}$  = condutibilidade térmica de um elemento, segundo as direcções x, y e z, respectivamente.

Expandindo esta equação para uma forma mais explícita, obtém-se a expressão:

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_{zz} \frac{\partial T}{\partial z} \right) \quad (6.6)$$

Tendo em consideração uma eventual isotropia dos materiais ( $K = K_{xx} = K_{yy} = K_{zz}$ ), tem-se:

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} K \left\{ \left( \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial T}{\partial z} \right) \right\} \quad (6.7)$$

O processamento dos modelos de elementos finitos baseia-se na resolução destas equações para todo o domínio térmico definido. Conforme já referido no Capítulo 4, a resolução do problema térmico está sujeita a determinadas condições de análise, algumas das quais consistem em condições fronteira do problema. Nos modelos térmicos desenvolvidos foram considerados três tipos de condições fronteira:

- especificação de fluxos de calor através de superfícies limite do modelo térmico;

- especificação da actuação de convecção em superfícies da envolvente ao modelo, normalmente em superfícies representativas da superfície do pavimento;
- especificação de energia radiante entre superfícies do modelo e outros pontos do domínio, representativa da interacção energética radiante entre o pavimento e a sua envolvente.

A especificação de um fluxo de calor através de uma superfície do modelo normalmente segue a expressão geral:

$$\{q\}^T \{\eta\} = -q^* \quad (6.8)$$

onde:  $\{\eta\}$  = vector unitário, perpendicular à superfície;

$q^*$  = fluxo de calor especificado;

$\{q\}^T$  = componentes do fluxo de calor.

O fluxo de calor por convecção superficial actuante numa determinada superfície do modelo é dado pela seguinte expressão geral:

$$\{q_f\}^T \{\eta\} = h_f (T_{sup} - T_{ar}) \quad (6.9)$$

onde:  $\{q_f\}^T$  = componentes do fluxo de calor por convecção numa determinada superfície;

$h_f$  = coeficiente de convecção;

$T_{sup}$  = temperatura na superfície do modelo;

$T_{air}$  = temperatura do fluido adjacente, ou seja, do ar envolvente.

As trocas de energia radiante (balanço de energia) entre as superfícies do modelo e a sua envolvente são traduzidas pela expressão:

$$q_r = \sigma \varepsilon (T_{sup}^4 - T_{ar}^4) \quad (6.10)$$

onde:  $\sigma$  = coeficiente de Stefan-Boltzman;

$\varepsilon$  = emissividade;

$q_r$  = fluxo de calor resultante das trocas de energia – balanço de energia.

Em termos de metodologia dos elementos finitos, esta expressão estabelece uma taxa de transferência de calor entre uma superfície do modelo e um ponto do modelo representativo da envolvente.

### 6.3.2. Modelos desenvolvidos para a avaliação do comportamento térmico

O objectivo dos modelos térmicos desenvolvidos visa determinar o estado térmico dos pavimentos para todas as horas envolvidas na análise da reflexão de fendas. Estes estados térmicos constituem dados de entrada para o funcionamento dos modelos mecânicos envolvidos na simulação da reflexão de fendas sob condições de variação de temperatura.

A análise realizada pelos modelos térmicos deve ser baseada em elementos finitos utilizando um domínio térmico definido geometricamente, em termos de malha, com uma configuração idêntica à definida para os modelos mecânicos. O cumprimento desta condição garante a compatibilidade de partilha de informação entre o modelo mecânico e o modelo térmico, no sentido de constituir uma vantagem de tornar o modelo mecânico interactivo com o modelo térmico.

No presente trabalho desenvolveram-se dois modelos de avaliação do estado térmico no interior dos pavimentos, ambos baseados nos princípios teóricos expostos anteriormente. Os modelos desenvolvidos apresentam a mesma definição do pavimento, ou seja, a mesma malha de elementos finitos, a mesma definição geométrica e as mesmas propriedades dos materiais. Os modelos diferem apenas na definição das acções térmicas e no tipo de processamento adoptado para a determinação dos estados térmicos, tendo em conta os dois tipos de situações a considerar na avaliação térmica.

O primeiro modelo (MDTP – Modelo de Distribuição da Temperatura no Pavimento) determina a distribuição da temperatura no interior do pavimento a partir das temperaturas observadas e apresenta, como solicitação térmica, as temperaturas obtidas *in situ*, para cada hora, aplicadas às profundidades correspondentes. O tipo de processamento adoptado para este modelo baseia-se numa análise do tipo estacionário (ou estática) em que a determinação se processa apenas com uma iteração numérica.

O segundo modelo avalia o estado térmico no pavimento a partir dos dados climáticos atmosféricos (MDTTP – Modelo de Distribuição Transiente da Temperatura no Pavimento). O estabelecimento da solicitação térmica consiste na aplicação dos dados referentes à temperatura do ar, à radiação solar e à velocidade do vento, definidas para cada hora de análise. Neste modelo, o processamento adoptado é do tipo transiente (transitório) para ter em consideração os efeitos no tempo da transferência de calor, através dos diversos mecanismos (condução, radiação, convecção).

### *Definição comum aos modelos*

Um pavimento é idealizado como um conjunto de camadas horizontais, com espessura constante, homogéneas, contínuas e com dimensão infinita na direcção horizontal, apoiadas num maciço de fundação semi-infinito (e semi-indefinido) na direcção vertical. A configuração do modelo térmico do pavimento, desenvolvido no âmbito do presente trabalho, foi idealizada com base nestes princípios, resultando a malha de elementos finitos que se apresenta na Figura 6.1.

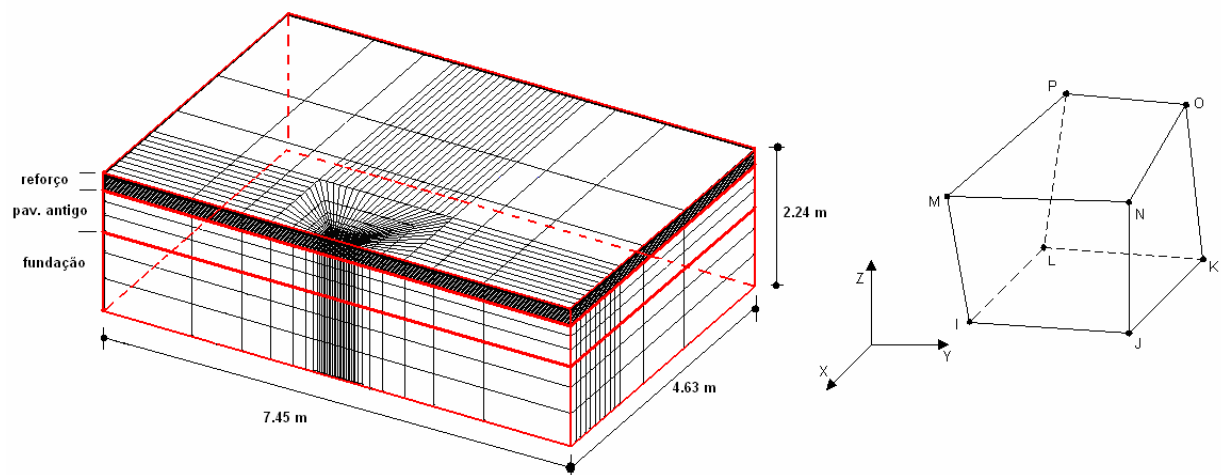


Figura 6.1 – Modelo térmico adoptado com base no elemento de oito nós

A malha adoptada no modelo térmico corresponde, com a devida adaptação ao nível dos elementos adoptados, à malha concebida para os modelos mecânicos, para o estudo da reflexão de fendas considerando o carregamento do tráfego e da variação da temperatura. Na concepção do modelo considera-se a existência de uma fenda numa camada intermédia, simulada com elementos de rigidez nula, e com uma camada superior representativa do reforço do pavimento. A concepção geométrica do modelo térmico foi realizada garantindo as espessuras das camadas do pavimento, indicado na Figura 6.1.

### *Tipo de elemento adoptado*

O elemento adoptado para o modelo foi o SOLID70, disponível na versão do ANSYS utilizada, cuja configuração geométrica se apresenta na Figura 6.1. Trata-se de um elemento tridimensional, vocacionado para a modelação tridimensional da condução térmica, constituído por 8 nós e com um grau de liberdade de temperatura, por cada nó.

Este tipo de elemento pode ser aplicável em modelos tridimensionais e com os quais se realizem análises transientes e estáticas. Este elemento tem a particularidade de permitir que o modelo usado na análise térmica possa ser usado em análises mecânicas. Para tal, o elemento SOLID70 permite a sua substituição por um elemento estrutural equivalente, com o mesmo número de nós, passando o modelo a ser constituído por elementos estruturais sólidos, necessários à modelação mecânica.

### ***Discretização do modelo térmico***

Para definição do modelo térmico foi realizada uma discretização espacial padronizada do domínio geométrico do pavimento. Desta discretização resultou uma malha de elementos finitos que conduziu à definição do número de elementos e de nós que integram o modelo térmico. Após a concepção do modelo, este ficou constituído por 13538 elementos. Na concepção da malha de elementos finitos foram observadas alguns princípios:

- adopção de uma malha fina, com elementos pequenos, nas zonas próximas da superfície do pavimento;
- adopção de uma malha fina, com elementos pequenos, nas proximidades da zona de aplicação da carga do rodado;
- adopção de uma malhagem fina, com elementos pequenos, na zona do reforço localizada acima da fenda;
- atendendo à simetria de comportamento mecânico do modelo, apenas foi considerado parte do modelo, conforme se pode verificar na Figura 6.2.

### ***Propriedades dos materiais***

No desenvolvimento do modelo térmico são atribuídas propriedades aos materiais integrantes das camadas do pavimento. As propriedades dos materiais de cada camada, admitidas pelo elemento que integra o modelo, são: condutibilidade térmica,  $K_i$ , calor específico,  $C_i$  e a densidade  $\rho_i$ . As propriedades consideradas para cada camada são apresentadas na Tabela 6.1. Os parâmetros foram ajustados no sentido de conduzirem à melhor correspondência entre os valores medidos e os calculados das temperaturas do pavimento.

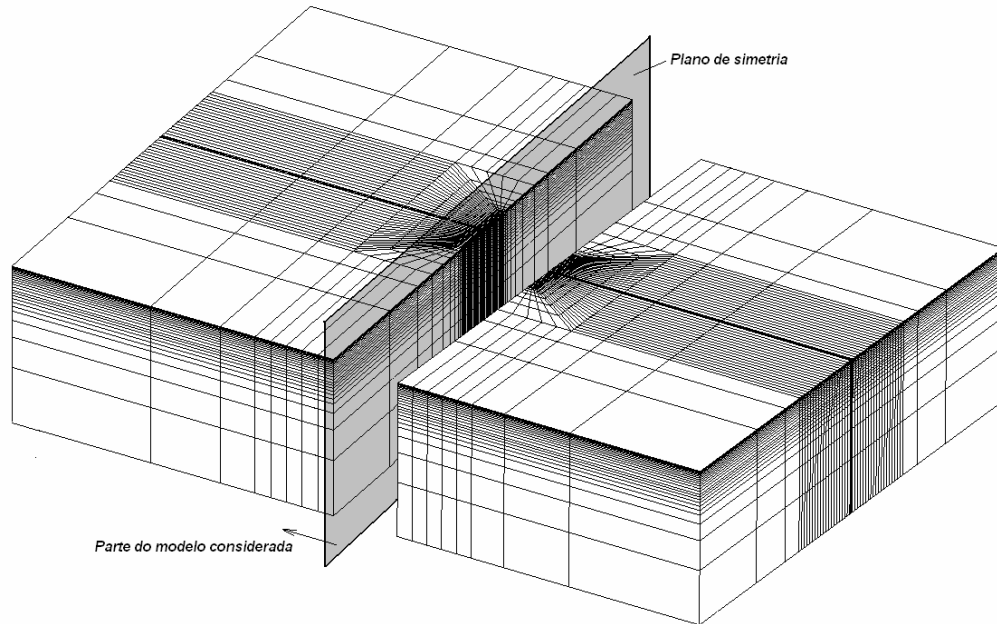


Figura 6.2 – Consideração de simetria no modelo

Tabela 6.1 – Propriedades térmicas dos materiais

Camada	Espessura (m)	$K_i$ (W/°C.m)	$C_i$ (W.s/kg.°C)	Densidade, $\rho_i$ (Kg/m <sup>3</sup> )
Reforço – camada de desgaste	0.055	1.5	850	2550
Reforço – camada de regularização	0.070	1.5	860	2550
Camada fendilhada	0.215	1.5	850	2350
Base	0.300	1.5	805	2370
Fundação	1.600	1.8	1100	2200

De acordo com os resultados da simulação obtida por Hermansson (2001), a influência da condutibilidade térmica do pavimento apresenta uma importância marginal na determinação das temperaturas no pavimento, nas proximidades da superfície. Assim, não foi atribuído um grande esforço neste trabalho no sentido de otimizar a obtenção dos valores de  $K$  nem se aprofundaram estudos no sentido de avaliar a influência da variação deste parâmetro no campo da temperatura.

### 6.3.3. Determinação da temperatura – modelos térmicos

Os modelos desenvolvidos constituem a base para a simulação numérica de duas situações térmicas referidas atrás. Uma das situações consiste na determinação do estado térmico em todo o domínio térmico do pavimento a partir das temperaturas conhecidas no pavimento – MDTP.

Outra situação consiste na determinação do estado térmico do pavimento, de uma forma transiente, a partir dos dados climáticos observados – MDTP.

### ***Modelo MDTP***

Para a determinação do estado térmico do pavimento a partir das temperaturas observadas a várias profundidades, o modelo de elementos finitos tem um funcionamento em estado estacionário (estático) no qual actua apenas o mecanismo de transferência de calor por condução.

Com este modelo são determinadas temperaturas em todo o domínio térmico do pavimento para, em seguida, serem utilizadas pelos modelos mecânicos para a determinação dos estados de tensão e de extensão no pavimento devido à reflexão de fendas. O modelo de funcionamento em estado estacionário foi designado por MDTP e tem um funcionamento do tipo esquematizado na Figura 6.3.

A definição das propriedades térmicas dos materiais neste modelo está relacionada com a caracterização dos mesmos numa perspectiva de ocorrência de fenómenos de transferência de calor por condução. Assim, as propriedades atribuídas aos materiais dos elementos são: coeficientes de condutibilidade, calor específico e densidade dos materiais.

No modelo MDTP, as solicitações aplicadas consistem na imposição da temperatura nos nós representativos, em termos de profundidades, dos pontos onde foram observadas as temperaturas no pavimento, através da campanha de observações da temperatura. Neste modelo as condições fronteira consistem na especificação de um fluxo de calor nulo através de cinco superfícies exteriores do modelo, L1 a L4 e SI, localizadas de acordo com o esquema da Figura 6.4.

Na superfície SS, representativa da superfície do pavimento, a condição fronteira consiste na definição de uma temperatura constante, correspondente à temperatura na superfície do pavimento no instante para o qual se avaliam as temperaturas.

A determinação das temperaturas nos nós realiza-se através da análise térmica em estado estacionário (instante  $t$ ) considerando a condição traduzida pela Expressão 6.4, aplicada a todo o domínio térmico do pavimento. O resultado deste processamento traduz-se na atribuição de valores da temperatura a todos os nós do modelo, associados ao instante considerado.

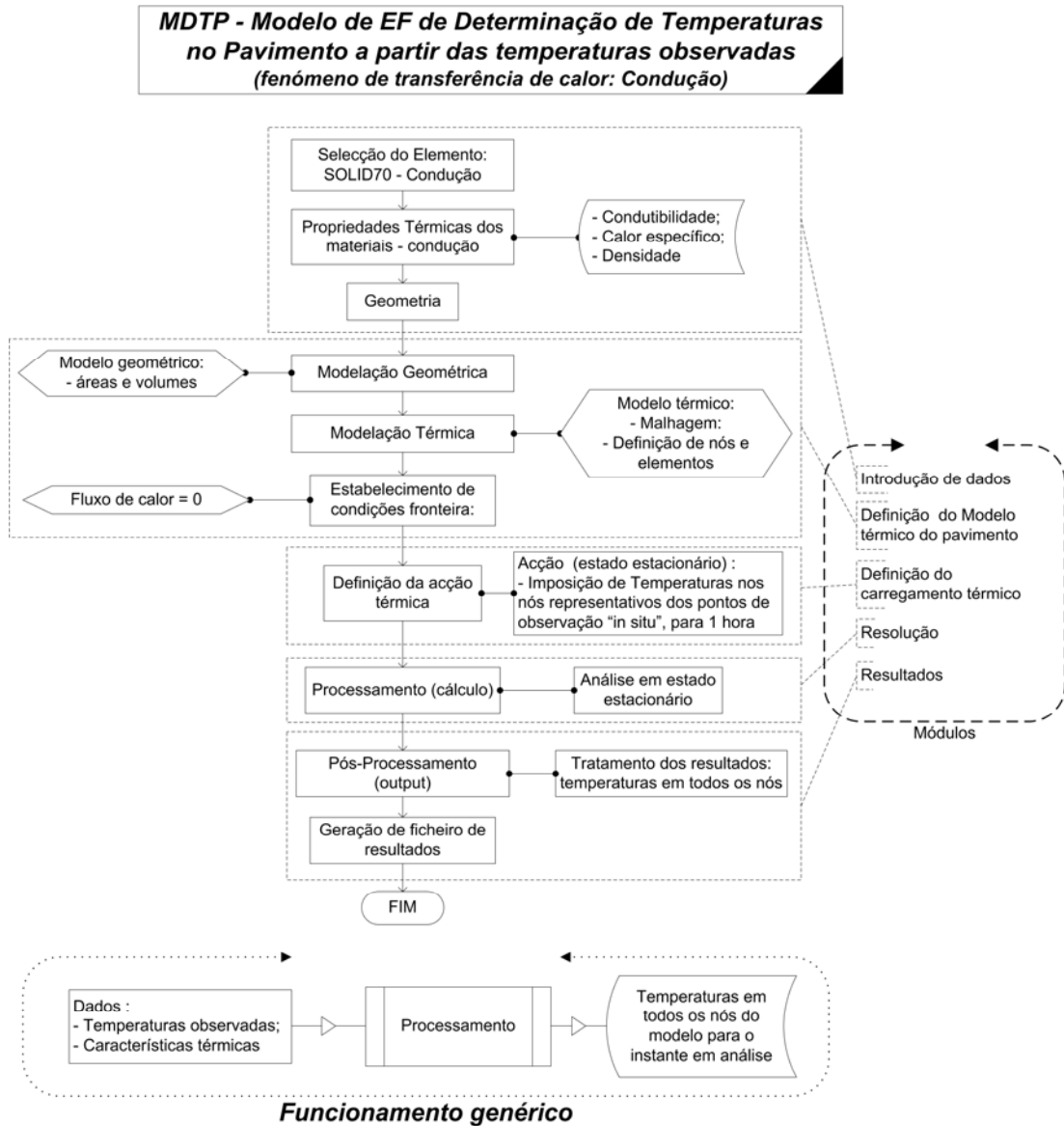


Figura 6.3 – Modelo de distribuição da temperatura no pavimento a partir das temperaturas observadas no pavimento

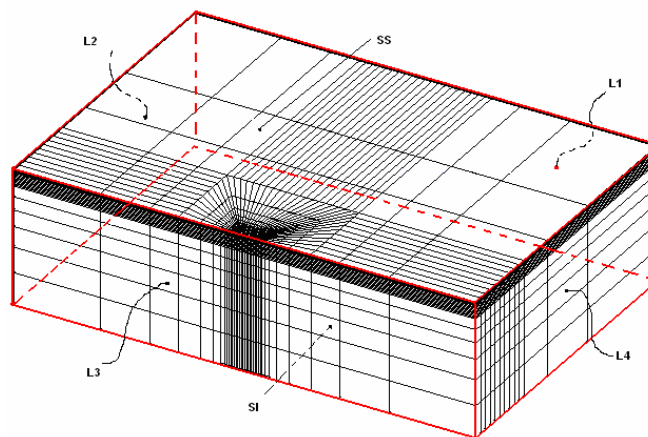


Figura 6.4 – Superfícies exteriores do modelo MDTP

### **Modelo MDTTP**

Para a situação de determinação do estado térmico do pavimento para um determinado período de tempo, a partir dos parâmetros atmosféricos observados, o modelo, baseado em elementos finitos, apresenta um funcionamento em estado transiente, considerando os efeitos térmicos no tempo, no qual actuam o mecanismo de transferência de calor por condução, por radiação e por convecção. O modelo de funcionamento em estado transiente foi designado por **MDTTP** e apresenta um funcionamento do tipo esquematizado na Figura 6.5.

As propriedades térmicas dos materiais dos elementos são as mesmas do modelo anterior e estão relacionadas com a condução de calor (condutibilidade térmica, calor específico e densidade). Para a simulação dos efeitos superficiais, tais como o balanço de radiação e a transferência de calor por convecção, foi usado um tipo de elemento desenvolvido para a simulação deste tipo de efeitos: o elemento SURF152 disponível no ANSYS. A geometria, a localização dos nós e o sistema de coordenadas deste elemento apresentam-se na Figura 6.6.

Trata-se de um elemento de superfície, aplicável a análises térmicas tridimensionais e usado para considerar cargas e efeitos térmicos superficiais, como a transferência de calor por radiação e a transferência de calor por convecção. As cargas térmicas e os efeitos superficiais podem ser tratados simultaneamente, para além de ser possível adicionar outras cargas térmicas, como fluxos de calor devido à radiação solar. Embora este seja um elemento bidimensional, ele é usado em análise tridimensional e o seu funcionamento consiste na sua aplicação sobre uma face dos elementos térmicos tridimensionais, conforme se esquematiza na Figura 6.7.

O elemento SURF152 é definido por quatro a nove nós, dependendo do número de nós do elemento ao qual se vai associar. No caso do elemento SOLID70, de oito nós, o elemento de superfície adopta uma configuração de quatro nós. No caso de se associar a um elemento de vinte nós, o elemento SURF152 adopta uma configuração de oito nós.

O elemento em análise apresenta a particularidade de se poder associar um nó extra adicional, exterior à superfície definida pelo elemento, ao qual se podem atribuir condições de carregamento externas ao modelo e que interagem com o mesmo. Este nó extra está representado, como nó *M*, nas Figuras 6.6. e 6.7 e, para o caso da simulação desenvolvida no âmbito do presente trabalho, neste nó são representadas as condições climáticas do problema.

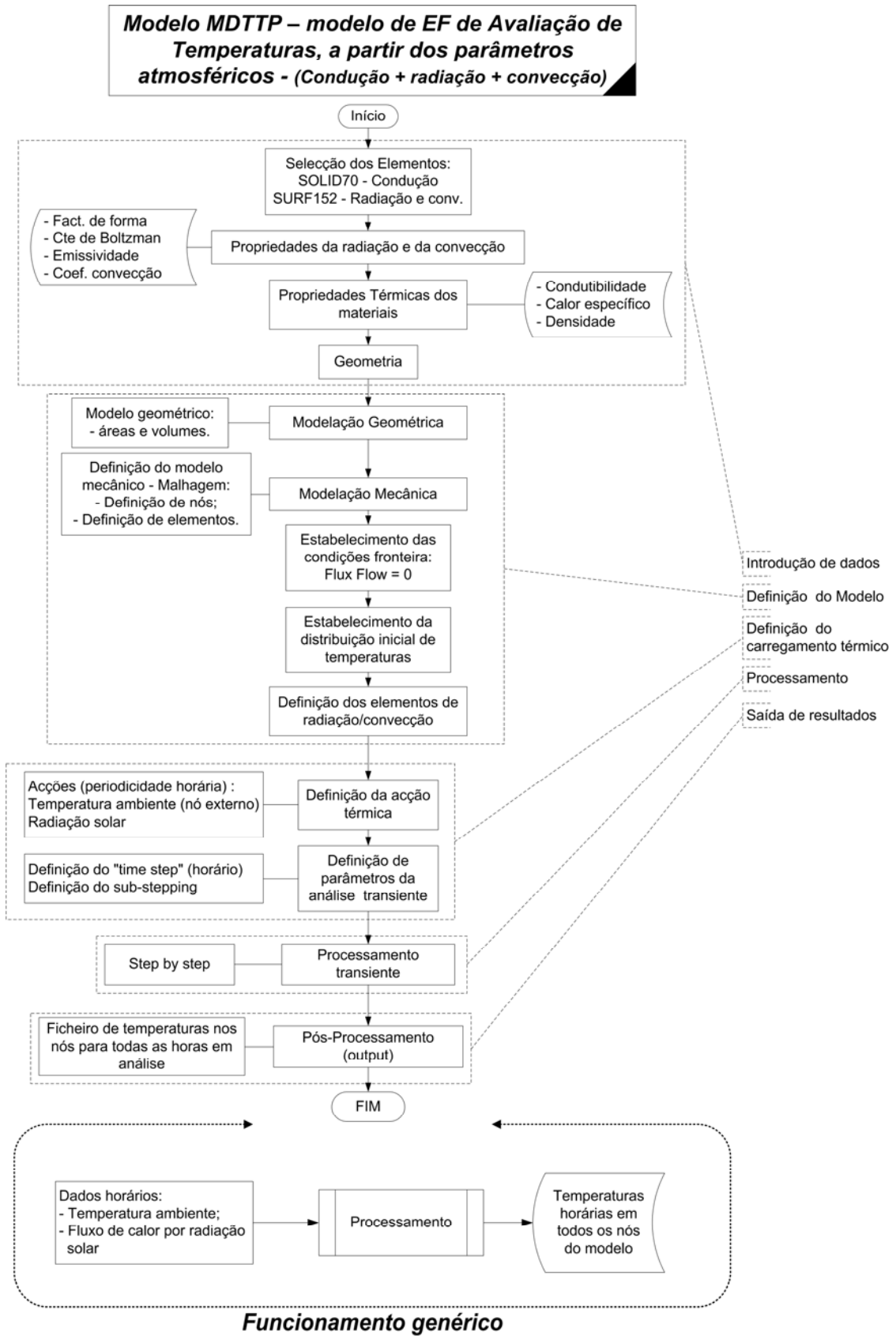


Figura 6.5 – Modelo de distribuição da temperatura no pavimento a partir dos parâmetros atmosféricos

Este nó é usado pelo elemento SURF152 para simular os efeitos superficiais de radiação e de convecção, permitindo estabelecer as condições de radiação entre a superfície do pavimento e a envolvente. A este elemento estão associadas um conjunto de propriedades específicas da radiação e da convecção, concretamente: factores de forma, coeficiente de Boltzman, emissividade e o coeficiente de convecção.

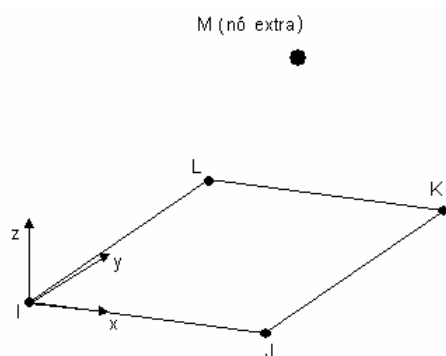


Figura 6.6 – Elemento superfície SURF152 de simulação da radiação e da convecção

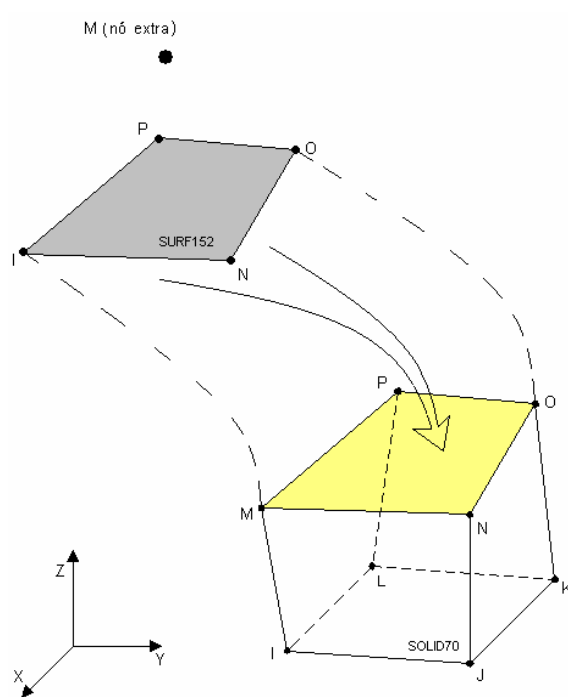


Figura 6.7 – Associação do elemento superfície SURF152 com um elemento térmico SOLID70

A superfície SS do modelo MDTTP, localizada de acordo com a representação da Figura 6.4, e representativa da superfície do pavimento, é inteiramente “coberta” por elementos SURF152. O objectivo é o de simular nesta superfície as condições de carregamento térmico superficial (convecção, radiação e fluxo de calor devido à radiação solar), em conjunto com a atribuição da

temperatura do ar ao ponto  $M$ . A radiação solar é definida como um fluxo de calor aplicado sobre a superfície  $SS$ . A emissividade da superfície do pavimento considerada para estimar o balanço de intensidade de radiação (onda larga) foi de 0.9. A emissividade da superfície, em conjunto com a constante de Stefan-Boltzman, é usada para a construção da matriz de condutividade por radiação da superfície.

O coeficiente de absorção solar, usado para estimar o fluxo de calor absorvido pelo pavimento, foi considerado igual a 0.95. Estes valores foram adoptados a partir de valores típicos, observados para estes parâmetros na diversa bibliografia sobre o tema (Shalaby *et al.*, 2001), (Mrawira *et al.*, 2002), (de Bondt, 2000) e (Hermansson, 2001). As condições fronteira definidas para o modelo MDTTP são idênticas às definidas para o modelo MDTP, ou seja, a aplicação de um fluxo de calor nulo nas superfícies L1 a L4 e na superfície SI, apresentadas na Figura 6.4.

#### **6.4. Observação da temperatura *in situ***

Durante o ano de 2004 foi observada a temperatura a várias profundidades num pavimento, localizado ao quilómetro 197.700 do IP4, perto da localidade de Rossas, no concelho de Bragança. Ao mesmo tempo foram registados os dados climáticos (temperatura do ar, radiação solar e a velocidade do vento) numa estação meteorológica localizada no campus do Instituto Politécnico de Bragança. Estes dados foram recolhidos com uma periodicidade horária e foram usados como dados de entrada nos modelos de simulação adoptados com o objectivo de calcular a temperatura a várias profundidades do pavimento.

O objectivo da observação das temperaturas no pavimento é o de estabelecer um conjunto de condições térmicas que sirvam como solicitação e para as quais se realiza o estudo da influência da variação de temperatura na reflexão de fendas no reforço de pavimento. Basicamente, as condições térmicas adoptadas no estudo baseiam-se no conhecimento das temperaturas a várias profundidades para todas as horas do ano em estudo.

Por sua vez, a recolha dos dados meteorológicos teve como objectivo contribuir para o desenvolvimento de um modelo de determinação da temperatura no pavimento a partir dos dados climáticos, MDTTP.

### 6.4.1. Caracterização do pavimento observado

O pavimento observado integra-se no IP4 e consiste num pavimento recentemente reforçado com uma mistura betuminosa com betume modificado com borracha. No pavimento existente efectuaram-se carotagens, das quais se apresenta uma amostra na Figura 6.8, a partir da qual se identificaram as espessuras das camadas do pavimento. Após esta operação definiu-se a seguinte estrutura do pavimento (apenas camadas betuminosas):

- 0.055 m de betão betuminoso em camada de desgaste – reforço de pavimento;
- 0.070 m de betão betuminoso em camada de regularização – reforço de pavimento;
- 0.040 m de betão betuminoso em camada de desgaste – pavimento antigo;
- 0.055 m de betão betuminoso em camada de regularização – pavimento antigo;
- 0.120 m de macadame betuminoso em camada de base – pavimento antigo.



Figura 6.8 – Identificação das camadas de pavimento através duma amostra de pavimento

Para a caracterização das propriedades mecânicas das várias camadas do pavimento recorreu-se ao projecto de reforço de pavimento, onde consta a caracterização da capacidade estrutural do pavimento existente e resultados de ensaios realizados durante o processo de construção do reforço do pavimento. Os valores destas propriedades apresentam-se no Capítulo 7 quando da apresentação dos modelos de avaliação do comportamento dos pavimentos.

### 6.4.2. Equipamento de aquisição e registo de dados

Para a obtenção das temperaturas no pavimento foram instalados sete termopares a diferentes profundidades, coincidindo com as interfaces das camadas do pavimento existente e, no caso da camada superficial, colocou-se um termopar a meia espessura da camada, por se considerar ser

considerável a variação horária e espacial da temperatura nesta camada. Deste modo, resultaram as seguintes profundidades de colocação de termopares: 0.0 m, 0.028 m, 0.055 m, 0.125 m, 0.165 m, 0.220 m e 0.340 m. Na Figura 6.9 apresenta-se um esquema da localização dos termopares no pavimento. O termopar localizado à superfície sofreu apenas um revestimento de betume puro para efeitos de protecção e de garantia de colagem no pavimento.

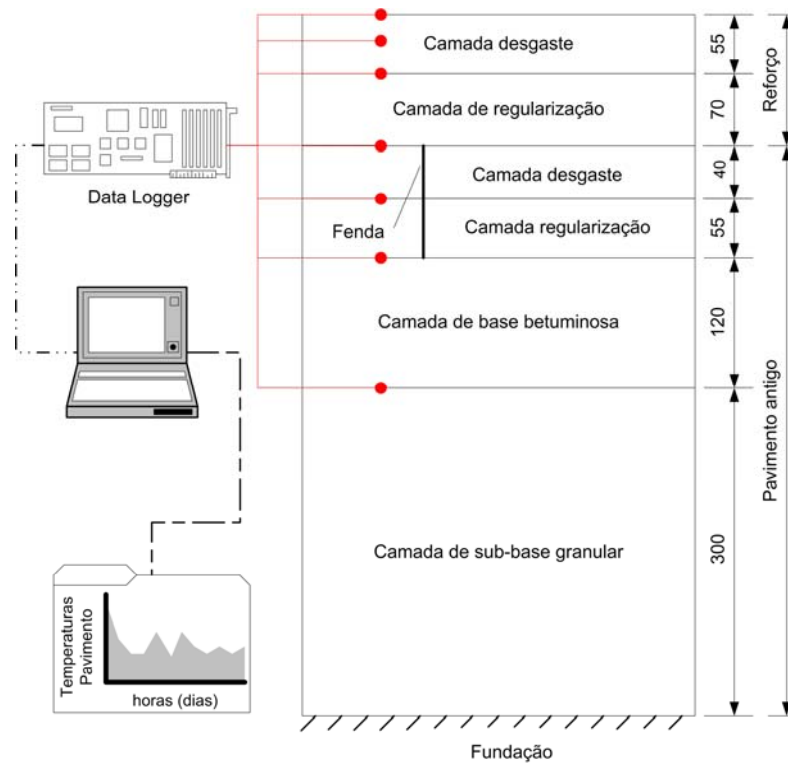


Figura 6.9 – Identificação das camadas de pavimento e da colocação de termopares

A colocação dos termopares consistiu na abertura de rasgos no pavimento, com cerca de 10 mm de profundidade, e em determinados pontos dos mesmos fizeram-se furos verticais com profundidades correspondentes às profundidades a que se pretendia colocar os termopares. No extremo destes furos foram colocadas as pontas dos termopares, por colagem ao fundo do furo com betume. As pontas dos termopares constituem a parte destes onde é obtida a leitura das temperaturas. Na Figura 6.10 apresentam-se fotos dos rasgos efectuados no pavimento e nas quais se podem verificar os furos verticais onde foram colocadas as pontas dos termopares.

De seguida instalaram-se os termopares ao longo dos rasgos efectuados no pavimento, conforme se pode constatar nas fotos da Figura 6.11. Os termopares foram conduzidos a uma cabine onde se instalou todo o equipamento de aquisição e registo de dados. Nesta operação foi necessária a fixação dos termopares nos rasgos no pavimento através de cunhas de madeira, sem estarem com demasiado aperto, para não danificar o termopar.



Figura 6.10 – Colocação de termopares no pavimento – abertura de rasgos no pavimento



Figura 6.11 – Colocação de termopares no pavimento – aspecto dos termopares colocados nos rasgos antes do enchimento com betume

Após esta operação colocou-se betume nos rasgos do pavimento, preenchendo-os totalmente de modo a que os termopares ficassem bem fixados. Na Figura 6.12 apresentam-se fotos do resultado desta operação, onde se pode verificar que em alguns locais foi colocado um pó de cimento para criar um mastique mais resistente.

Este conjunto de termopares foi ligado a um equipamento de aquisição e registo de dados, cuja fotografia se apresenta na Figura 6.13, instalado numa cabine de protecção especialmente construída para este efeito. Neste equipamento foram adquiridas e registadas temperaturas às profundidades já referidas e para cada hora de observação.

No sentido de ser realizado um estudo de convergência entre as temperaturas medidas e as temperaturas calculadas por um modelo teórico, foi necessário proceder-se à obtenção dos parâmetros de caracterização climática, concretamente a temperatura do ar, a radiação solar e a velocidade do vento.



Figura 6.12 – Colocação de termopares no pavimento – aspecto dos rasgos após enchimento com betume



Figura 6.13 – Equipamento de recolha e gravação de dados – dattalogers

Inicialmente, para efeitos de convergência do modelo, foram considerados os parâmetros atmosféricos obtidos numa estação localizada no campus do Instituto Politécnico de Bragança, a cerca de 20 km do local de obtenção das temperaturas no pavimento.

No sentido de se conseguir uma melhor relação entre as temperaturas no pavimento e os parâmetros do ar foi posteriormente instalada, em Novembro de 2004, uma estação meteorológica para aquisição e registo de dados referentes às condições climáticas do local, cuja fotografia se apresenta na Figura 6.14. Com esta aquisição de dados pretendeu obter-se dados meteorológicos referentes ao próprio local de observação da temperatura no pavimento.



Figura 6.14 – Cabine com equipamento de aquisição de dados e mastro meteorológico

### 6.4.3. Dados observados

Após instalação de todo o equipamento foram registados os dados das temperaturas horárias no interior do pavimento, às profundidades atrás referidas. Periodicamente foram recolhidas as leituras das temperaturas e registadas no equipamento de registo instalado *in situ* (Figura 6.15).



Figura 6.15 – Operação de transferência de dados a partir do *datalogger*

Numa perspectiva de constatar o domínio dos valores da temperatura no pavimento, são apresentados, nas figuras seguintes, gráficos representativos da evolução da temperatura no pavimento ao longo do ano observado. Os valores absolutos da temperatura observados ao longo do ano de 2004, em várias profundidades do pavimento, são apresentados entre a Figura 6.16 e a Figura 6.22.

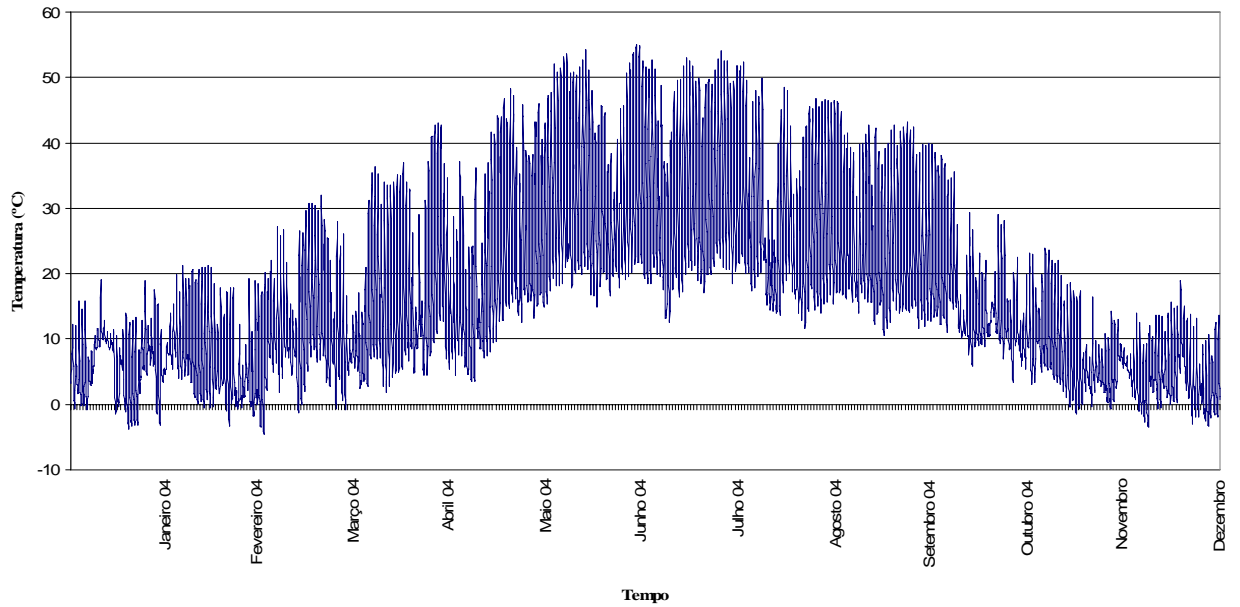


Figura 6.16 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à superfície do pavimento

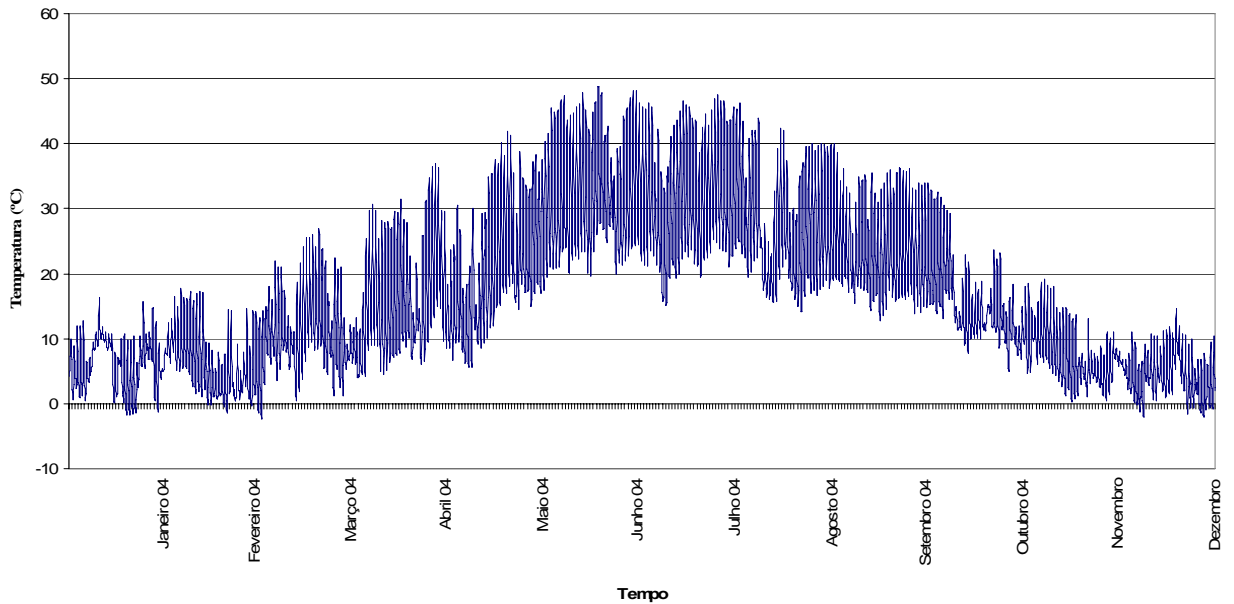


Figura 6.17 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.028 m

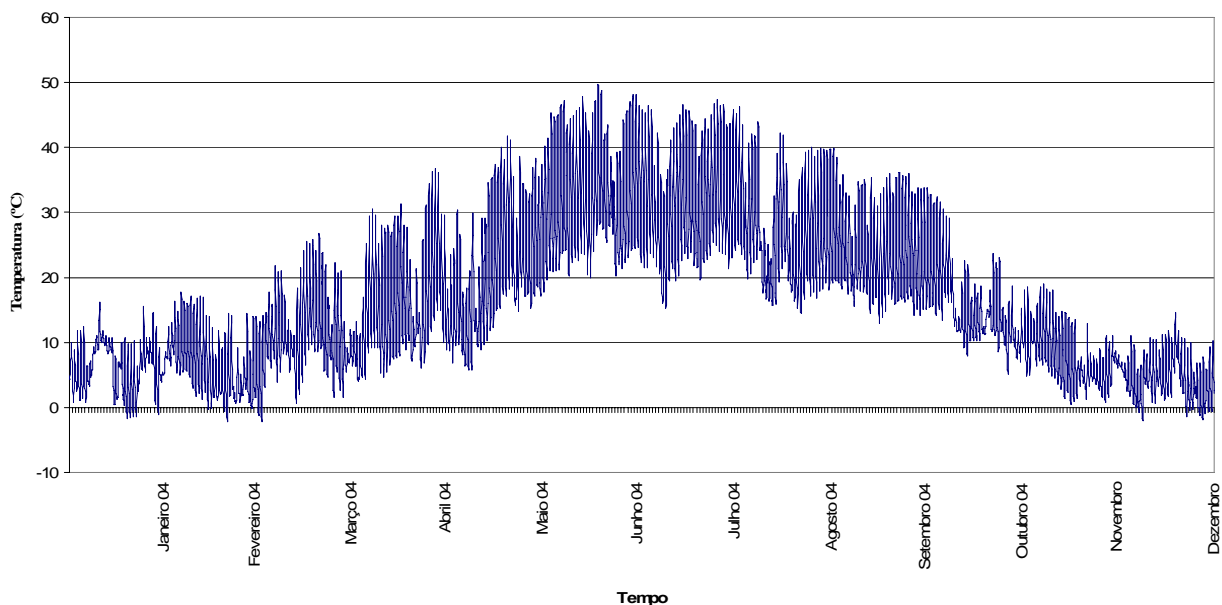


Figura 6.18 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.055 m

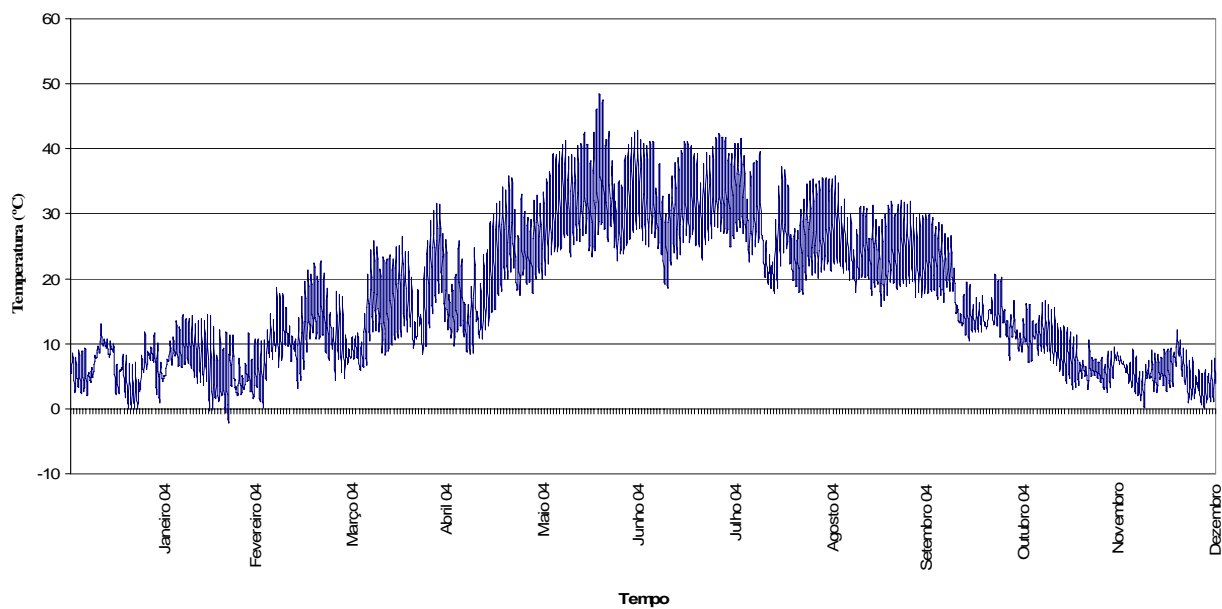


Figura 6.19 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.125 m

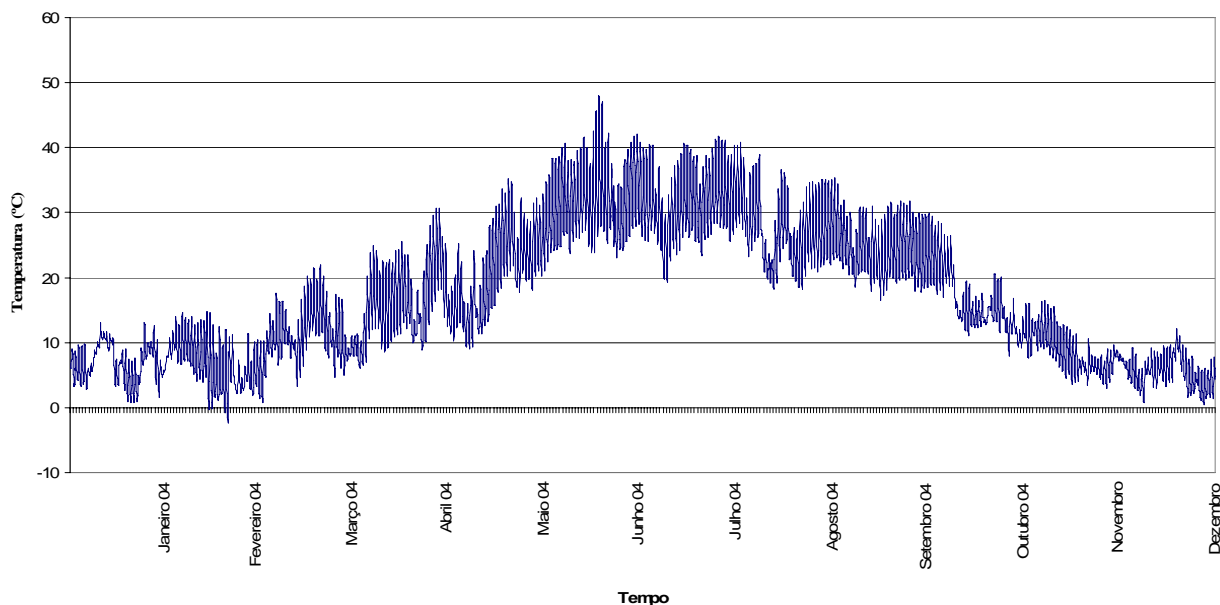


Figura 6.20 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.165 m

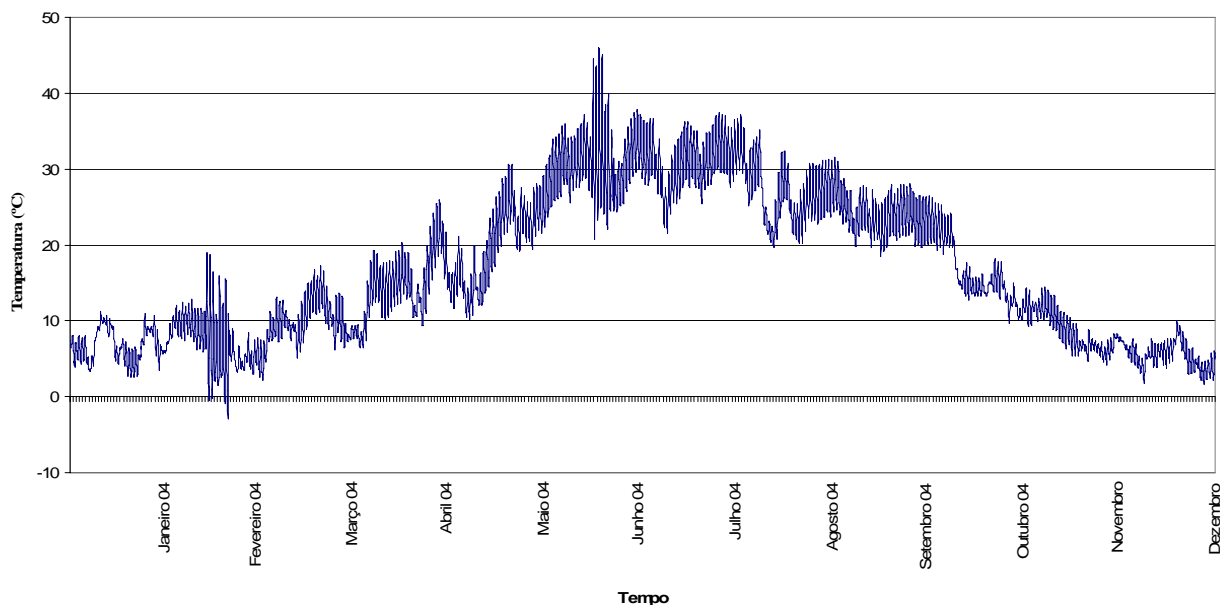


Figura 6.21 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.220 m

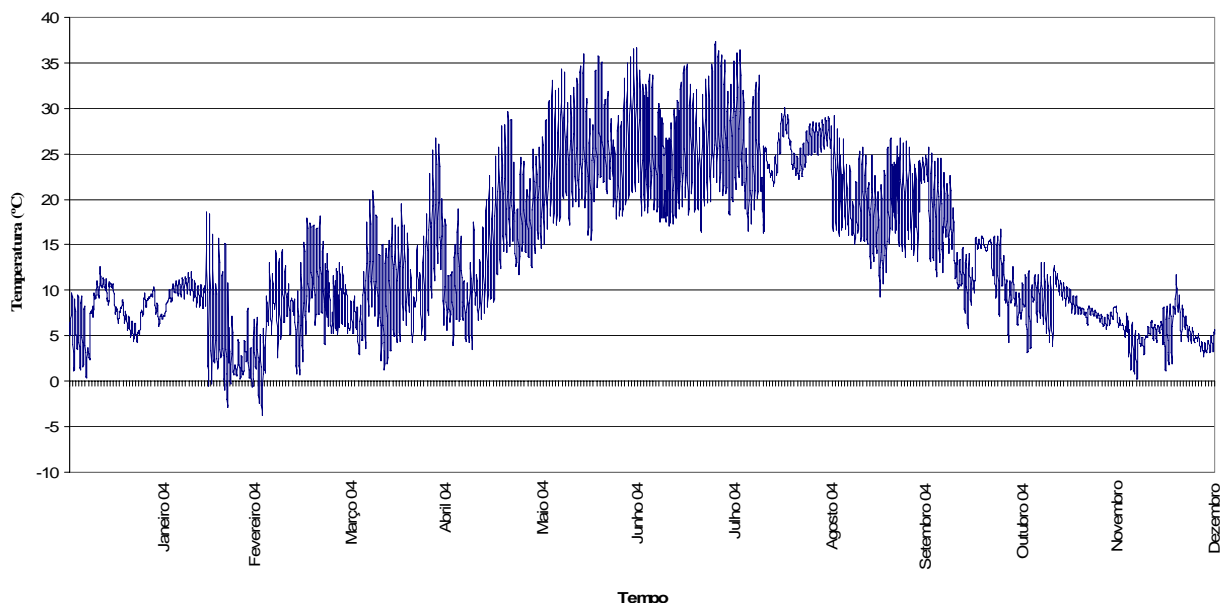


Figura 6.22 – Evolução das temperaturas ao longo do ano de 2004 à profundidade de 0.340 m

Sendo o presente estudo orientado para uma avaliação do efeito das variações de temperatura na reflexão de fendas, constitui especial interesse expor uma representação gráfica do comportamento térmico do pavimento caracterizado em termos de temperatura média diária e de amplitude térmica diária. Neste sentido, são representados na Figura 6.23 os valores médios diários da temperatura ao longo do ano, para cada profundidade observada e nas figuras compreendidas entre a Figura 6.24 e a Figura 6.30 os valores das amplitudes térmicas diárias, caracterizadas como a diferença entre a temperatura máxima e a temperatura mínima diárias.

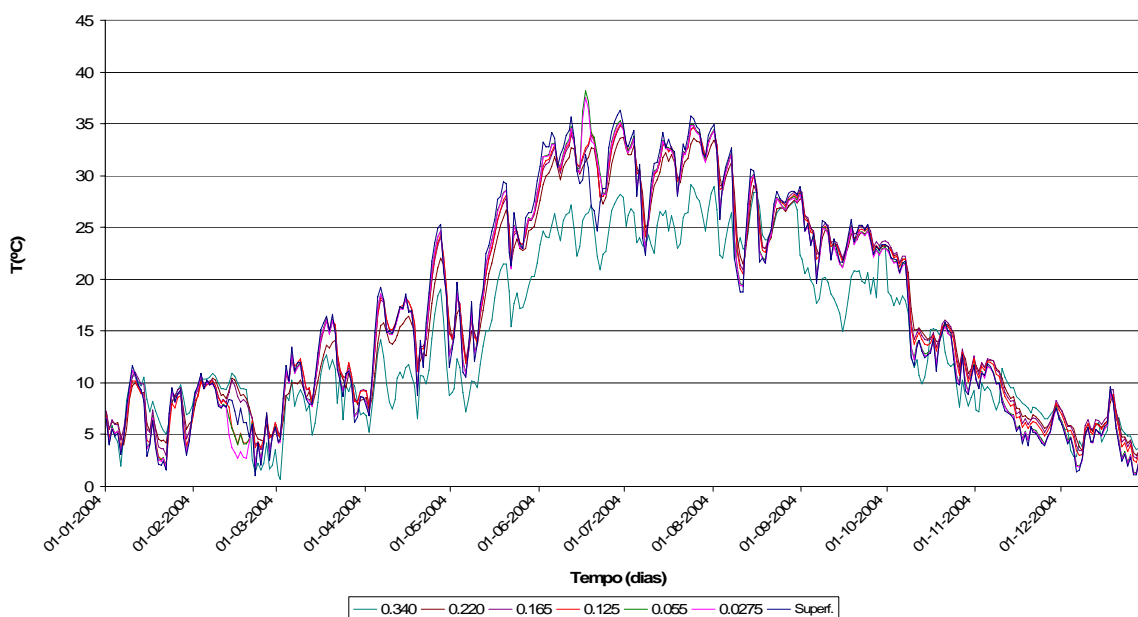


Figura 6.23 – Evolução da temperatura média diária no ano de 2004 às várias profundidades

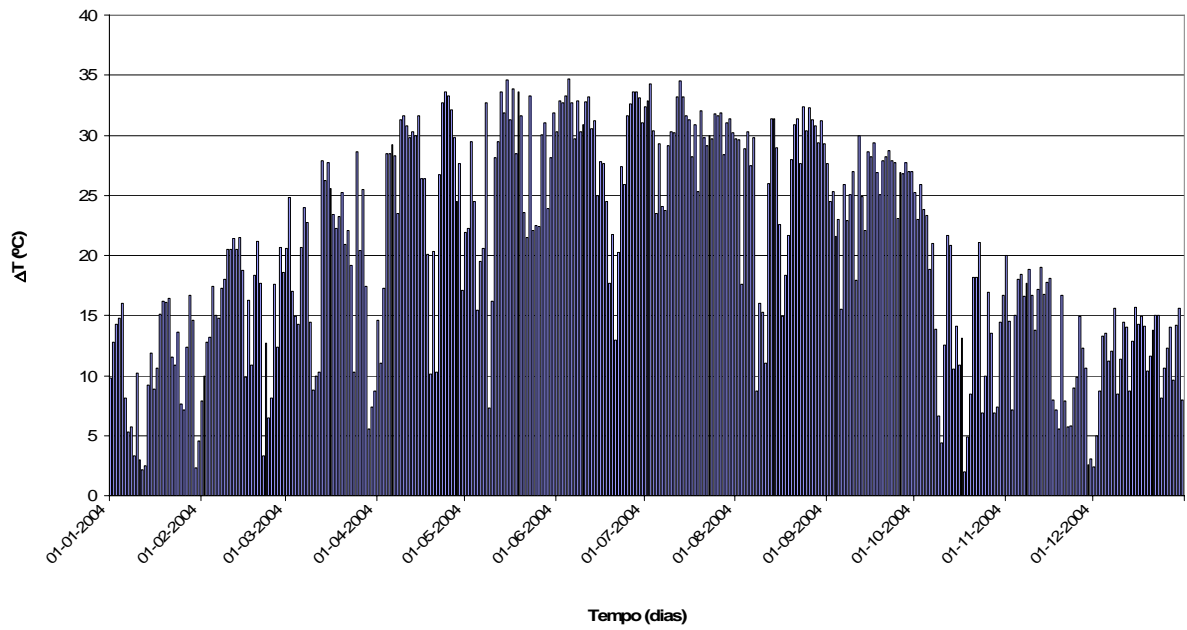


Figura 6.24 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à superfície do pavimento

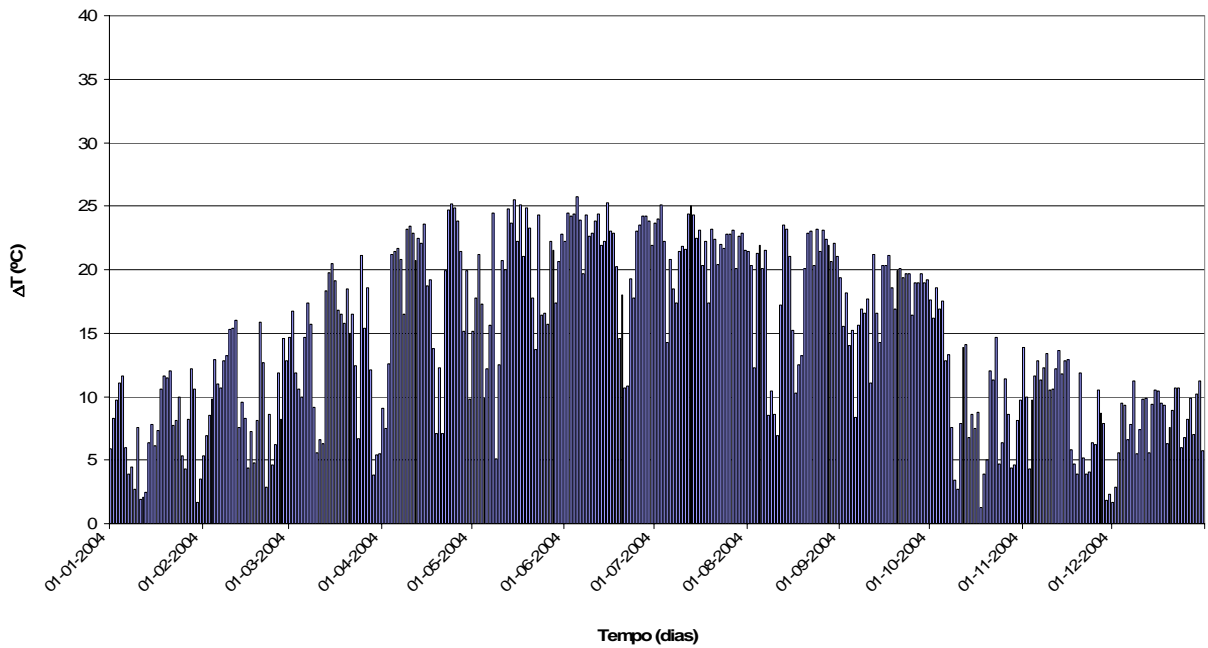


Figura 6.25 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.028 m

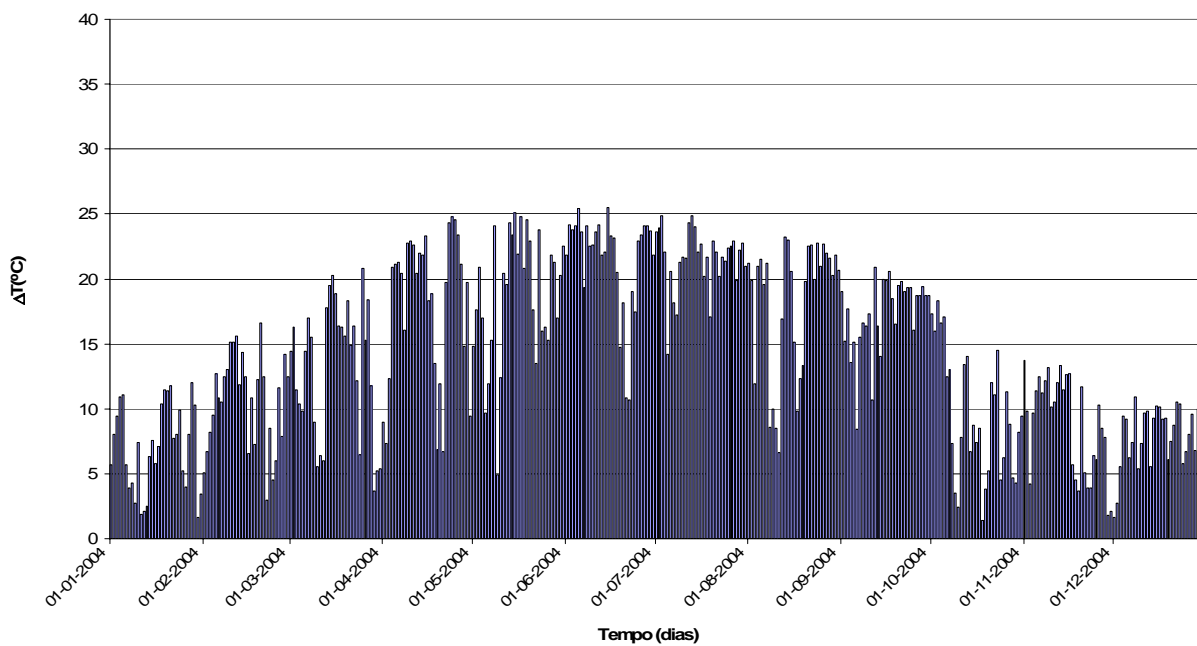


Figura 6.26 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.055 m

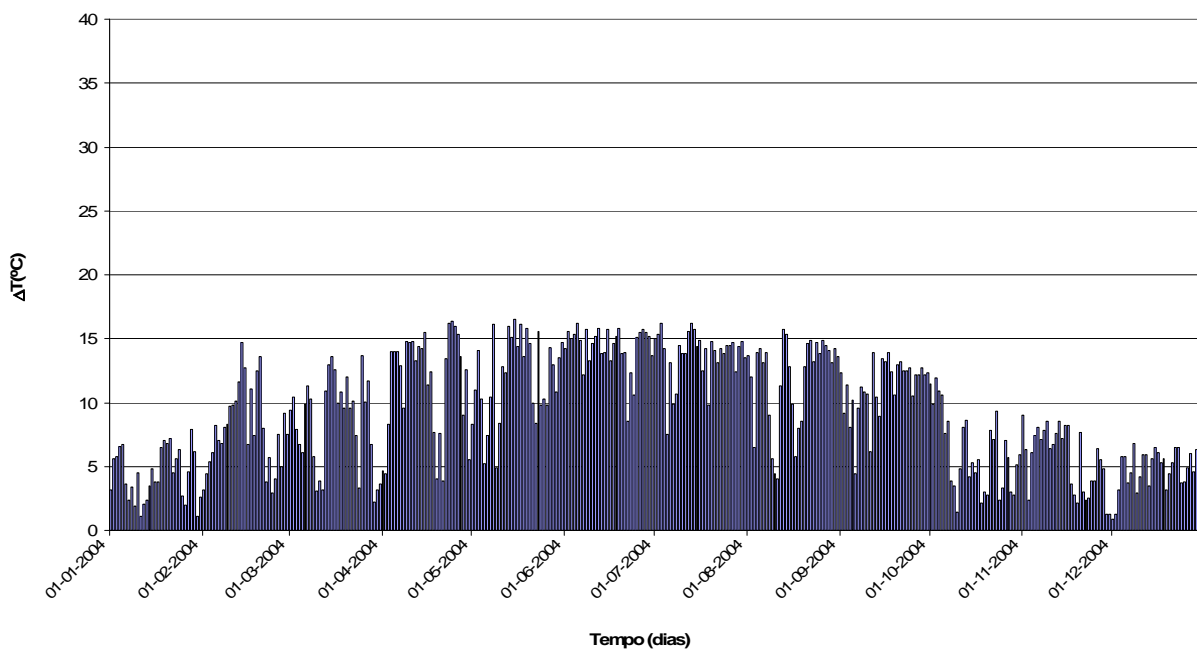


Figura 6.27 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.125 m

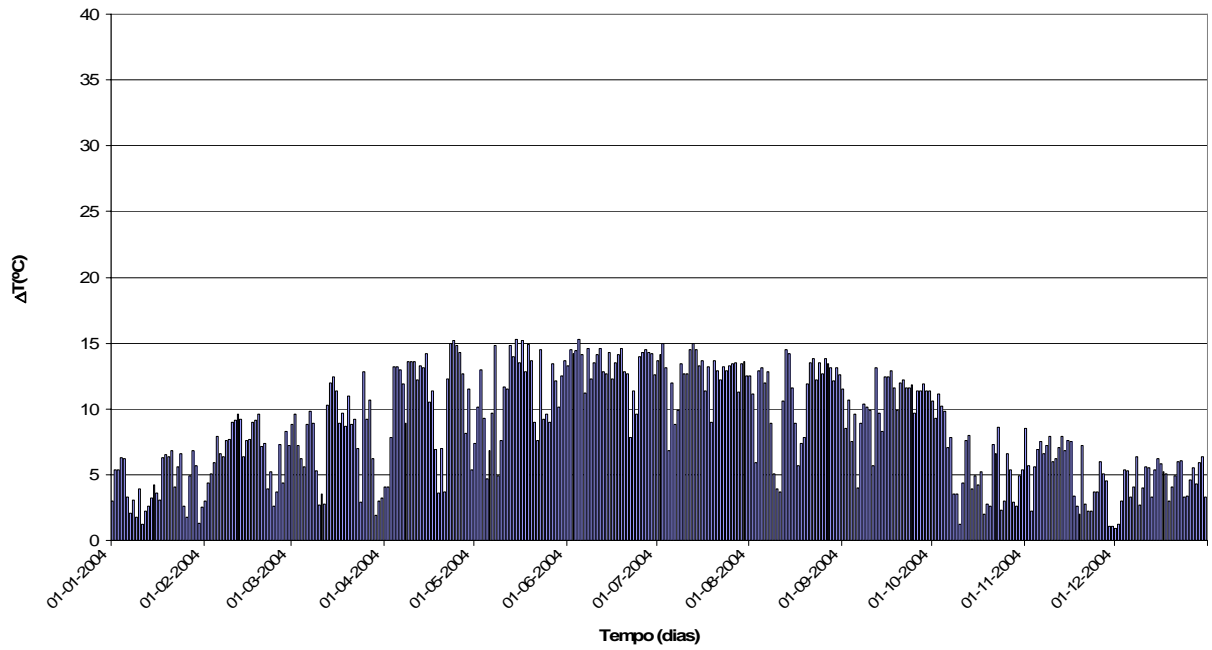


Figura 6.28 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.165 m

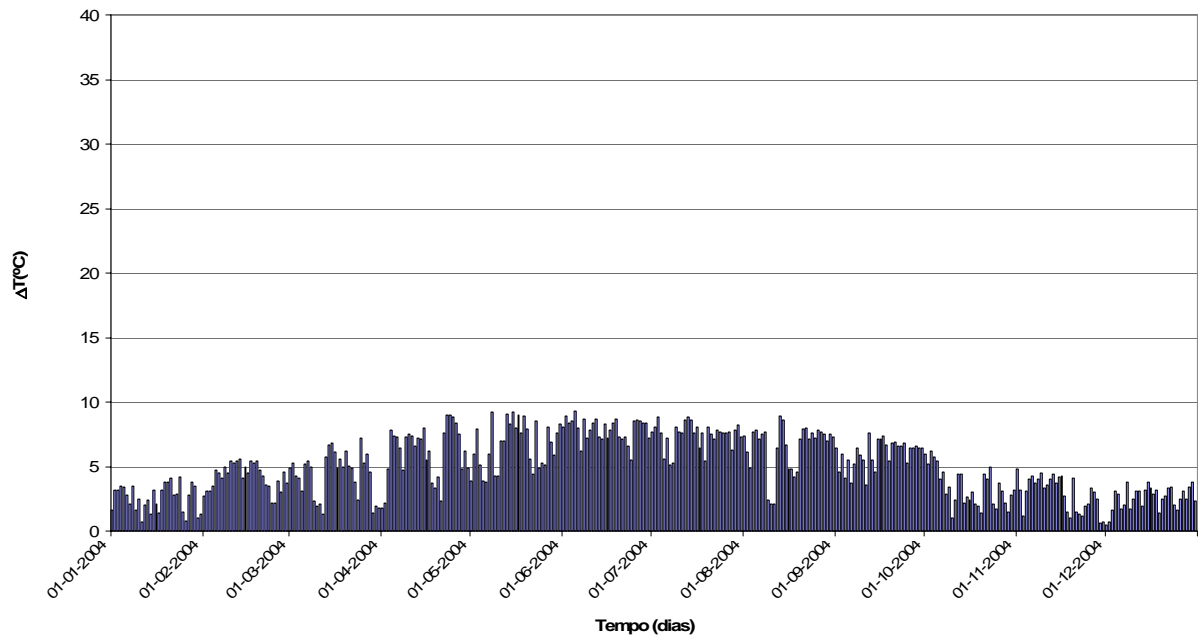


Figura 6.29 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.220 m

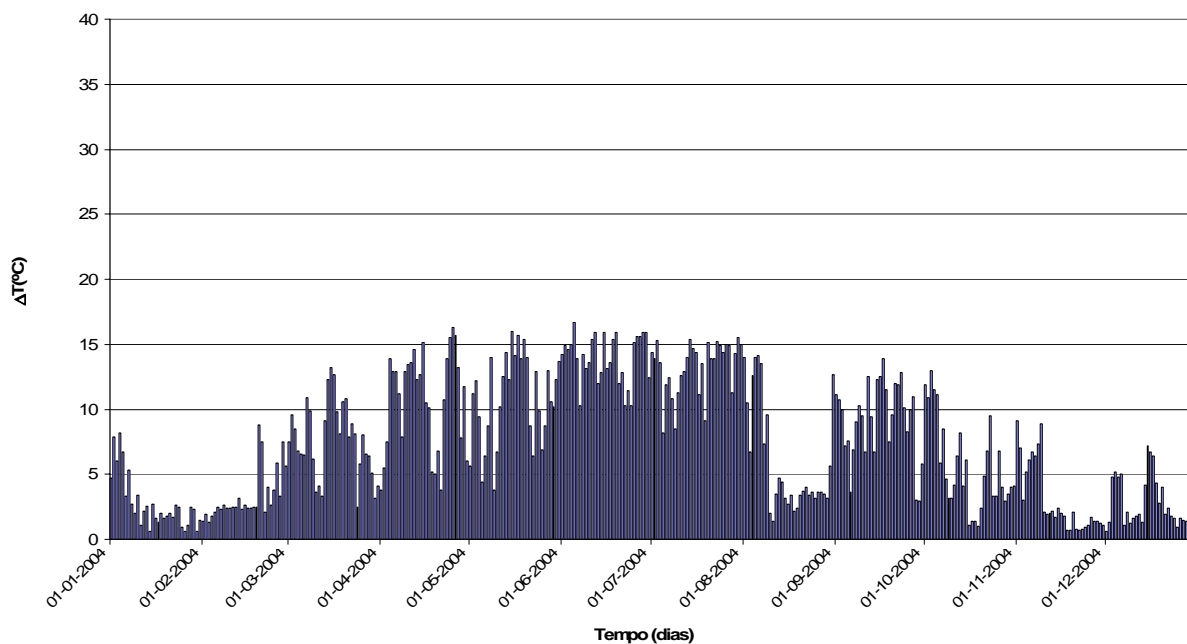


Figura 6.30 – Valores da amplitude térmica diária em 2004, à profundidade de 0.340 m

Pela análise destes gráficos verifica-se existir uma maior variação da temperatura, ao longo do tempo, para profundidades menores, ou seja, na zona do reforço. Na maior profundidade observada, ou seja, na base das camadas betuminosas, as variações térmicas são menos acentuadas que à superfície do pavimento e, nos meses quentes, nestas profundidades a temperatura é, em geral, mais baixa que a da superfície.

As amplitudes térmicas apresentam valores mais altos para profundidades menores, chegando a apresentar valores de amplitude térmica na ordem dos 35 °C. Para profundidades maiores, as amplitudes térmicas apresentam valores mais baixos, assumindo valores que não ultrapassam os 10 °C, para o caso da profundidade de 0.220 m.

Constata-se ainda que as amplitudes térmicas apresentam, predominantemente, valores maiores nos meses mais quentes do ano, ou quando ocorrem valores médios diários da temperatura maiores, e valores mais baixos nos meses mais frios do ano, quando ocorrem valores mais baixos da temperatura média diária. No entanto, a ocorrência das maiores amplitudes térmicas associadas à ocorrência da temperatura média diária mais elevada pode não constituir a situação de carregamento mais desfavorável para o reforço, pois nestas situações a dissipação de tensões de origem térmica pode ocorrer de forma a evitar a sua acumulação.

A ocorrência de valores maiores das amplitudes térmicas nos meses quentes ocorre para qualquer das profundidades observadas, sendo de referir, no entanto, que para as profundidades maiores do pavimento, as diferenças entre as amplitudes térmicas dos meses quentes e as dos meses frios são menores que para as profundidades menores.

De um modo geral, constata-se que o reforço do pavimento constitui a camada mais sujeita ao efeito do carregamento térmico, quer em termos de amplitude de variação da temperatura quer em termos da ocorrência de valores da temperatura média diária mais desfavoráveis.

### **6.5. Estudo de convergência entre o modelo teórico e as temperaturas observadas**

O estudo de convergência entre o modelo teórico proposto MDTP e o conjunto de temperaturas observadas pretendeu validar o modelo teórico de elementos finitos apresentado, desenvolvido para determinar as temperaturas do pavimento a partir dos dados climáticos. Este estudo de convergência fez-se através da realização da análise estatística entre os resultados do modelo numérico e os dados resultantes da observação *in situ* das temperaturas do pavimento em profundidade.

Este estudo realizou-se em duas fases, tendo sido, numa primeira fase, realizada uma análise de convergência considerando o comportamento térmico do pavimento para quatro meses do ano, concretamente de Janeiro a Abril, estando os resultados deste estudo apresentados em Minhoto *et al.* (2005).

Numa segunda fase, após a constatação da boa representatividade do modelo do comportamento real, e no final do período de análise envolvido no presente estudo, realizou-se uma análise de convergência incidindo apenas sobre as condições de carregamento térmico dum conjunto seleccionado de dias, o qual serviu de confirmação da referida representatividade.

Deste modo, na primeira fase foi realizada uma análise numérica, de base térmica, para avaliação da distribuição da temperatura em toda a profundidade das camadas betuminosas do pavimento, considerando as condições climáticas observadas na secção em estudo. Esta análise foi realizada, quer com o modelo de elementos finitos quer com a modelação por diferenças finitas, ambos representativos do pavimento existente.

Na simulação numérica referida, quer realizada pelo modelo MDTTP quer baseada na metodologia das diferenças finitas, considera-se como dados de entrada os dados climáticos obtidos na estação meteorológica no Instituto Politécnico de Bragança, já referida, e assume-se que o perfil horário da temperatura no pavimento depende exclusivamente da evolução dos valores médios horários da temperatura do ar, da radiação solar e da velocidade do vento.

Conforme já referido, o funcionamento do modelo MDTTP processou-se de forma transiente para períodos de 24 horas, por cada execução do programa de MEF. Para cada processamento do modelo MDTTP, são considerados, como dados de entrada, os dados climáticos para cada hora e as condições iniciais de simulação. Estas consistem na distribuição da temperatura no pavimento obtida pelo modelo para a última hora do período anteriormente processado ou, para o caso do primeiro dia da análise, basearam-se nas distribuições da temperatura na primeira hora observada *in situ*, devidamente tratadas pelo modelo MDTP.

A validação do modelo foi realizada através da verificação da convergência de resultados entre a temperatura calculada pelo modelo de elementos finitos, a temperatura calculada pela metodologia das diferenças finitas e a temperatura observada *in situ*. Para verificação da convergência de resultados adoptou-se a medição da diferença entre os valores calculados e os valores medidos como meio de medir convergência, entre as metodologias utilizadas.

Assim, adoptou-se um procedimento de análise baseado no cálculo da média das diferenças, referida como o erro médio, realizado quer para cada mês em análise quer para a totalidade do tempo em análise, apresentando-se na Tabela 6.2 os resultados deste procedimento.

Tabela 6.2 – Resultados do estudo estatístico de convergência – estudo mensal

Erro médio (°C)															
Profundidade >		0 mm		27.5 mm		55 mm		125 mm		165 mm		220 mm		340 mm	
Mês	Método >	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF
Janeiro		1.670	1.698	1.463	1.532	1.364	1.375	1.230	1.199	0.967	0.933	0.786	0.723	1.783	1.941
Fevereiro		1.361	1.367	1.177	1.208	1.062	1.032	0.714	0.706	1.066	0.915	0.712	0.695	2.613	2.432
Março		1.360	1.388	1.173	1.209	1.207	1.179	1.594	1.396	1.820	1.497	1.048	0.802	2.813	2.647
Abril		2.039	2.008	1.942	2.014	1.761	1.666	2.052	1.846	2.285	1.926	1.474	1.207	4.229	4.089
Dezembro-Abril		1.644	1.683	1.474	1.557	1.372	1.367	1.417	1.324	1.531	1.323	1.054	0.877	2.868	2.763
Desvio Padrão do erro (°C)															
Profundidade >		0 mm		27.5 mm		55 mm		125 mm		165 mm		220 mm		340 mm	
Mês	Método >	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF	Dif. Fin.	MEF
Janeiro		1.338	1.380	1.202	1.257	1.019	1.080	0.813	0.833	0.685	0.774	0.521	0.631	1.345	1.109
Fevereiro		1.077	1.084	0.820	0.878	0.776	0.772	0.546	0.545	0.752	0.697	0.507	0.485	1.764	1.433
Março		1.298	1.325	0.980	1.059	1.075	1.060	1.158	1.102	1.358	1.167	0.938	0.800	2.173	2.040
Abril		1.642	1.626	1.312	1.357	1.286	1.236	1.300	1.233	1.747	1.450	0.873	0.727	2.872	2.609
Dezembro-Abril		1.387	1.431	1.147	1.235	1.090	1.095	1.114	1.042	1.337	1.140	0.800	0.705	2.287	2.040

Nas Figuras 6.31 a 6.36 são apresentadas as distribuições da temperatura obtidas para alguns meses, considerando várias profundidades, podendo-se constatar uma boa correlação entre as temperaturas medidas *in situ* e as temperaturas calculadas.

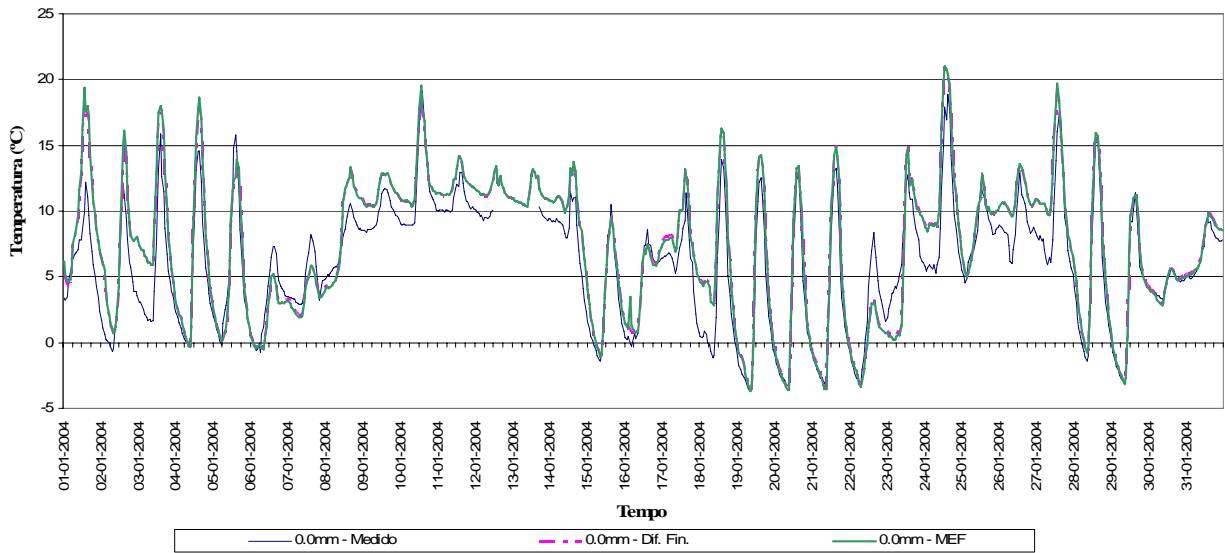


Figura 6.31 – Valores da temperatura, medidos e calculados, à superfície do pavimento para o mês de Janeiro

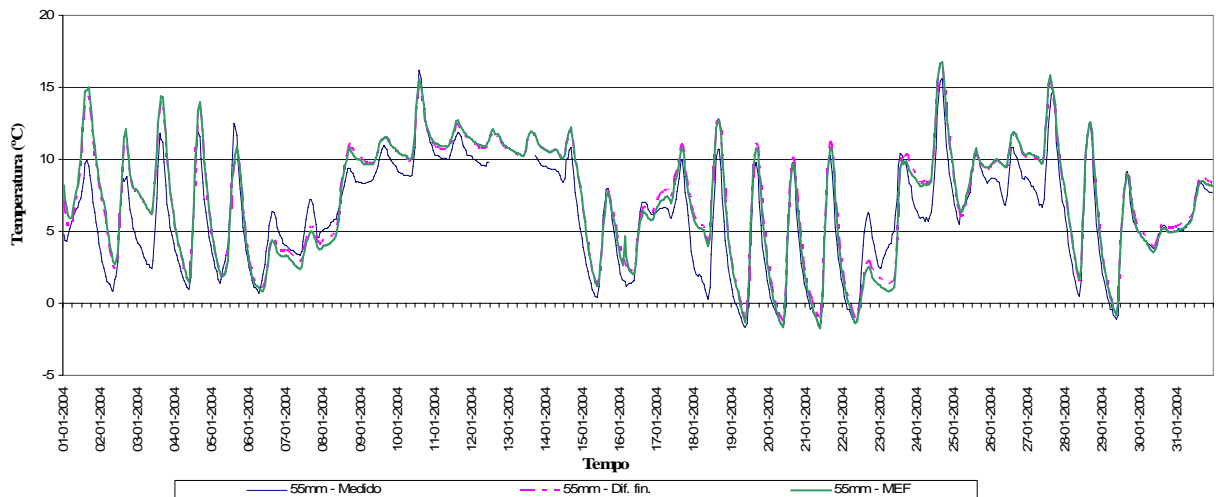


Figura 6.32 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 55 mm, no mês de Janeiro

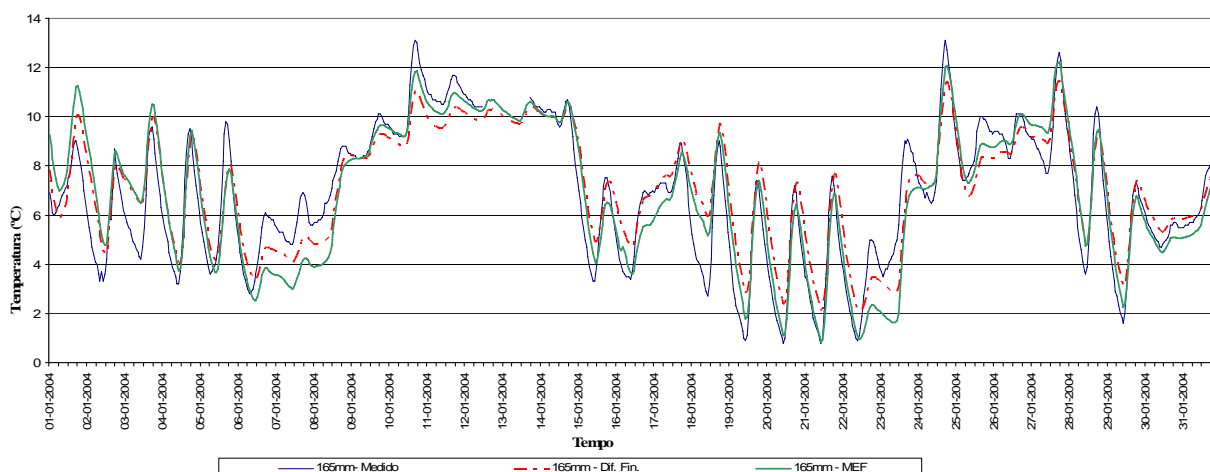


Figura 6.33 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 165 mm, no mês de Janeiro

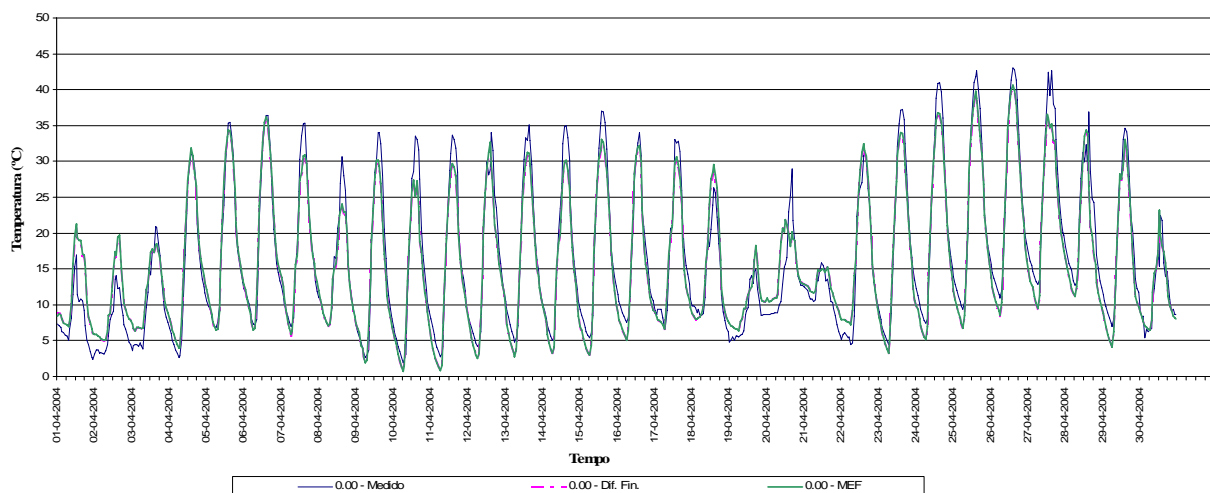


Figura 6.34 – Valores da temperatura, medidos e calculados, à superfície do pavimento para o mês de Abril

A comparação entre as temperaturas calculadas e as observadas *in situ*, para todas as horas do período de análise, conduz a um erro médio inferior a 2.2 °C, quando se considera apenas as profundidades próximas da superfície. A profundidades maiores, como por exemplo a 340 mm, podem ser verificados erros da ordem de grandeza dos 2.9 °C, embora podendo ocorrer erros maiores, da ordem dos 4 °C, quando considerado o erro ocorrido apenas no mês de Abril.

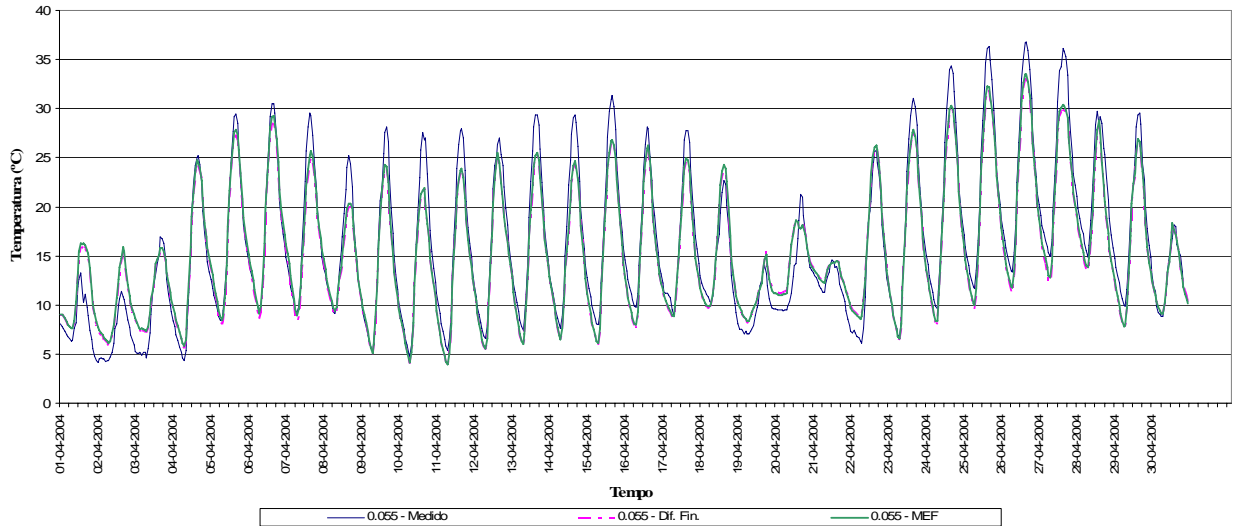


Figura 6.35 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 55 mm, no mês de Abril

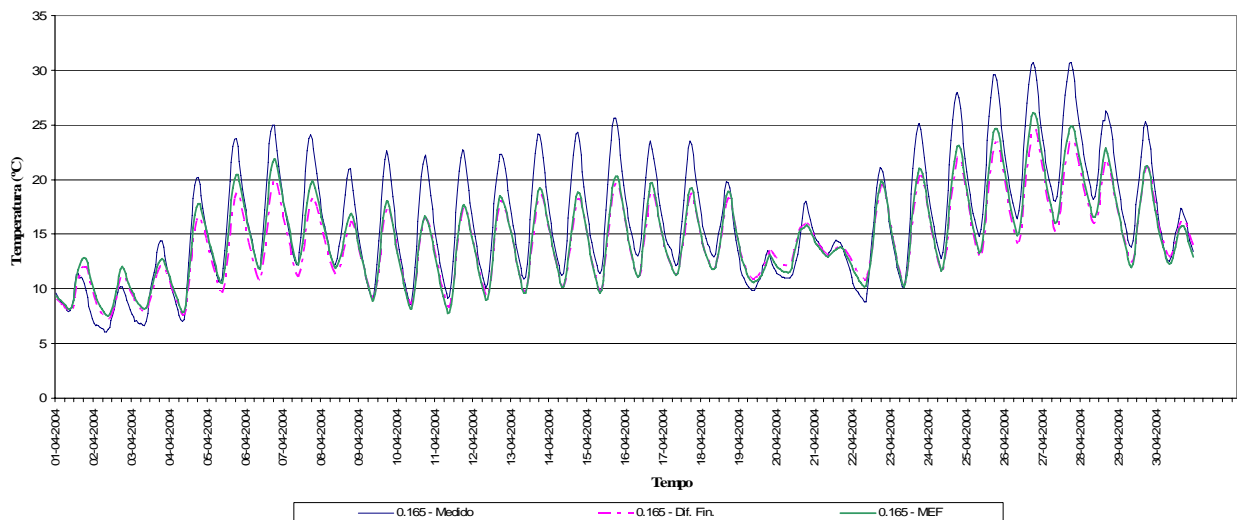


Figura 6.36 – Valores medidos e calculados da temperatura para uma profundidade de 165 mm, no mês de Abril

Nos meses mais frios verifica-se a ocorrência de erros inferiores do que os erros ocorridos em meses mais quentes, o que se pode inferir que o modelo funciona melhor para os meses frios. Este aspecto pode dever-se à estimativa dos valores das propriedades térmicas dos materiais, tais como o calor específico e as condutibilidades térmicas.

Em termos de comparação entre a metodologia dos elementos finitos e das diferenças finitas, verifica-se a existência de valores muito próximos dos erros médios obtidos para cada

metodologia. As pequenas variações observadas entre esses modelos podem dever-se ao facto de, no modelo MDTP, a velocidade do vento ser considerada como um valor médio diário. Assim, pode constatar-se que as análises térmicas tridimensionais apresentam resultados tão bons quanto os modelos de natureza unidimensional.

Na segunda fase do estudo foram seleccionados conjuntos de dados térmicos diários, referentes a diversos dias do ano que representassem evoluções diárias típicas da temperatura do ar. A escolha de determinados dias representativos para a realização do estudo de convergência assentou na tipificação das condições térmicas diárias baseada na combinação de dois valores da temperatura do ar que foram: a temperatura máxima e a temperatura mínima diárias.

Os valores adoptados para a temperatura máxima foram os seguintes: 35 °C, 30 °C, 25 °C, 20 °C, 15 °C e 10 °C. Os valores adoptados para a temperatura mínima foram os seguintes: 20 °C, 15 °C, 10 °C, 5 °C, 0 °C e -5 °C. Para cada dia seleccionado, os dados horários da temperatura, da radiação solar e da velocidade do vento foram introduzidos no modelo térmico MDTP.

Os procedimentos de análise envolveram múltiplas execuções dos modelos MDTP, que estabelece as condições térmicas iniciais no pavimento, e do modelo MDTP, com a saída de resultados a efectuar-se com referência horária.

Do processamento resultaram conjuntos de valores horários da temperatura em todos os nós do domínio do pavimento e para todas as horas dos períodos analisados. Deste conjunto de resultados foram destacados, para efeito de estudo da convergência, os valores da temperatura ocorridos nos nós do modelo representativo das profundidades do pavimento onde foram observadas as temperaturas *in situ*.

Tal como para a primeira fase do estudo, como medida do erro de convergência entre o modelo proposto e os dados observados, foi determinada, para cada hora, para cada dia seleccionado, para cada mês e para cada profundidade, a diferença absoluta entre os valores da temperatura calculados e observados. Com base neste cálculo foi avaliada a média das diferenças para todas as profundidades do pavimento. Na Tabela 6.3 apresenta-se o resultado deste procedimento.

Nas Figuras 6.37 a 6.45 são apresentadas as distribuições diárias da temperatura, para as diversas profundidades do pavimento e para os períodos diários considerados no estudo de convergência. Nestas figuras pode ser observado o nível de convergência conseguido entre o modelo e a observação real.

Tabela 6.3 – Resultados do estudo estatístico de convergência – estudo diário

Dia-Mês	Estação	Temperatura do ar (°C)		Erro (°C)		Erro médio a diversas profundidades do pavimento						
		máxima	mínima	média	Desvio Padrão	0.00m	0.0275m	0.055m	0.125m	0.165m	0.220m	0.340m
21 Jan	Inverno	10.6	-5.1	1.208	1.104	2.237	1.912	1.779	1.792	0.915	0.295	0.387
12 Feb	Inverno	16.8	-3.7	0.155	1.149	1.402	1.711	0.830	0.517	0.861	0.276	0.483
2 Mar	Inverno	9.3	-7.8	-0.673	1.800	1.041	1.137	0.776	1.391	1.836	1.874	2.779
31 Mar	Primavera	10.5	5.2	0.444	1.059	1.372	1.229	0.903	0.314	0.553	0.256	1.152
14 Abr	Primavera	15.2	-0.3	-2.515	3.050	3.440	3.267	3.300	3.687	3.607	2.337	3.999
23 Abr	Primavera	18.8	-0.2	-2.324	2.613	3.017	2.518	2.831	3.170	3.309	2.123	3.936
24 Abr	Primavera	22.7	2.1	-2.338	2.696	3.189	2.641	2.900	3.149	3.186	1.740	4.352
10 Mai	Primavera	15.2	5.5	-1.261	1.547	0.983	1.276	1.115	1.992	2.447	2.433	1.901
22 Mai	Primavera	19.7	10	-2.758	2.473	3.559	3.094	3.113	3.633	3.630	3.805	2.276
31 Mai	Primavera	25.8	9.7	-2.925	2.800	4.308	3.301	3.541	3.468	3.541	2.904	3.856
4 Jun	Primavera	29.4	9.6	-3.452	3.497	5.660	4.616	4.579	4.155	3.921	3.267	4.562
30 Jun	Verão	30.3	14.6	-2.846	3.386	5.029	4.121	3.984	3.500	3.353	2.614	4.163
9 Jul	Verão	20.7	5.8	-3.228	2.985	5.593	4.647	4.392	3.405	3.268	2.045	1.171
24 Jul	Verão	34.5	15.5	-3.156	2.849	4.623	3.762	3.877	3.622	3.763	2.756	4.497
26 Jul	Verão	32.1	12.8	-3.466	3.426	5.360	4.605	4.490	4.092	4.123	3.251	4.689
2 Ago	Verão	29	17.3	-1.806	3.035	3.348	2.790	2.583	2.578	2.577	2.215	4.095
4 Ago	Verão	25.2	14.8	-3.566	3.129	3.998	3.540	3.794	4.293	4.680	4.841	3.666
8 Ago	Verão	20.9	15.2	-0.427	2.627	1.738	1.785	1.199	1.391	1.377	1.891	5.102
26 Set	Outono	24.9	4.6	-2.845	1.896	2.906	2.451	2.506	3.046	3.485	3.670	3.342
29 Set	Outono	27.8	5.3	-1.498	1.635	2.841	2.011	2.019	1.584	1.784	0.952	0.584
16 Out	Outono	14.5	9.7	0.414	0.627	1.006	0.887	0.841	0.346	0.350	0.166	0.307
19 Nov	Outono	5.6	-0.4	-0.743	0.811	1.425	1.222	0.951	0.719	0.783	0.656	0.791
20 Nov	Outono	10.3	-0.3	-0.682	1.425	1.610	0.752	1.197	0.933	1.154	0.779	0.921
7 Dez	Outono	4.3	-3.8	-0.722	0.628	0.757	0.539	0.639	0.908	1.113	1.013	0.699

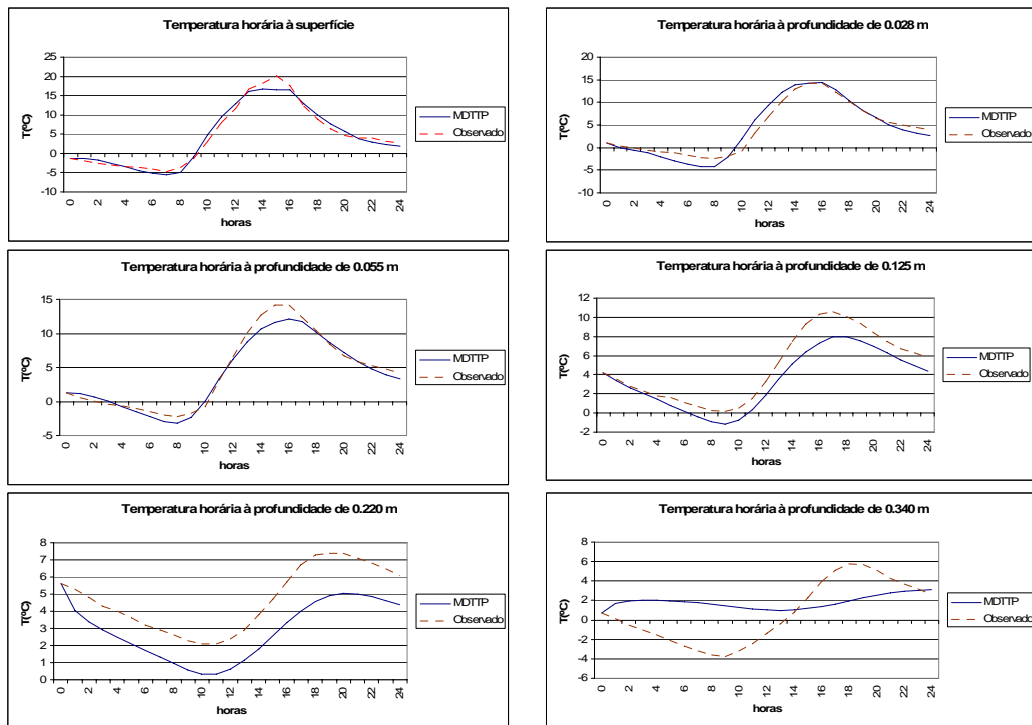


Figura 6.37 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 2 de Março

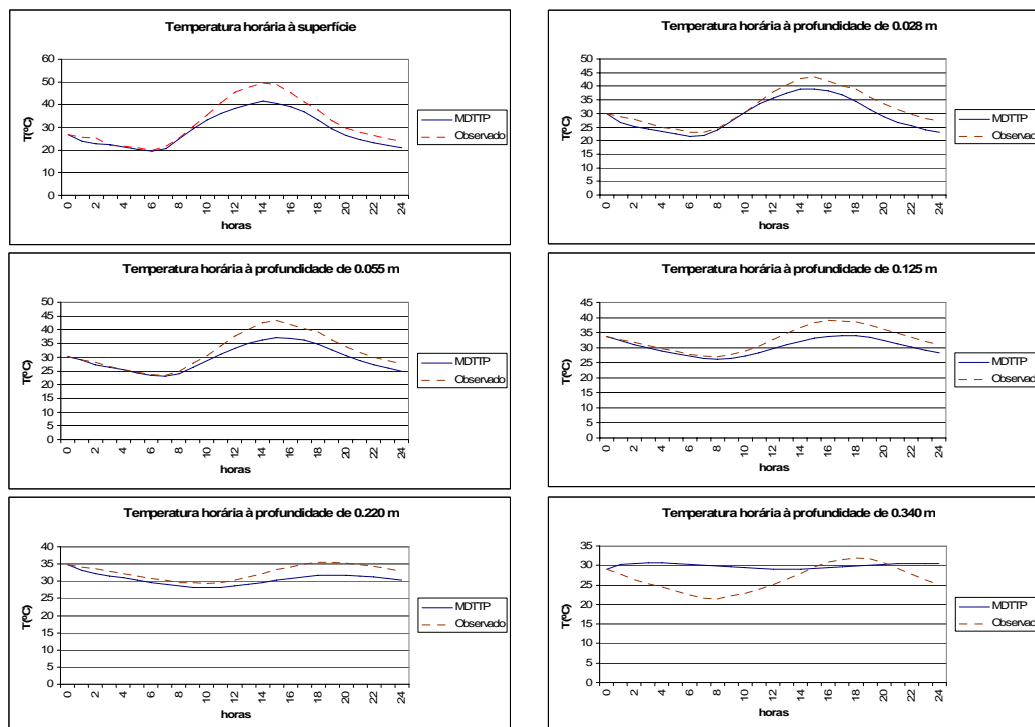


Figura 6.38 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 2 de Agosto

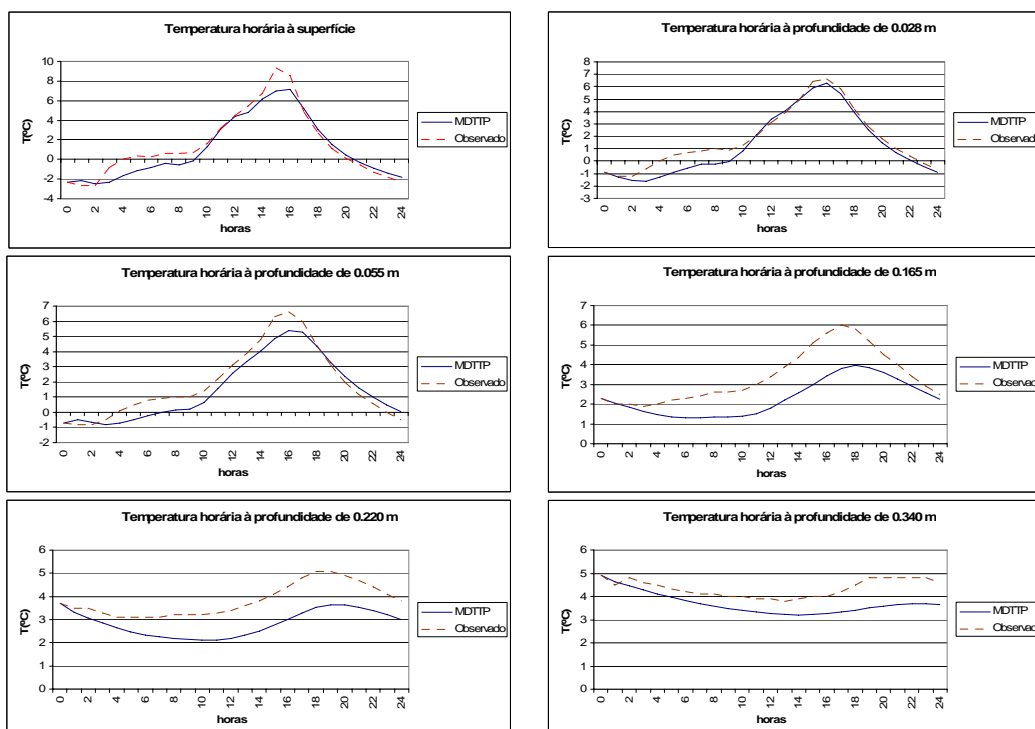


Figura 6.39 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 7 de Dezembro

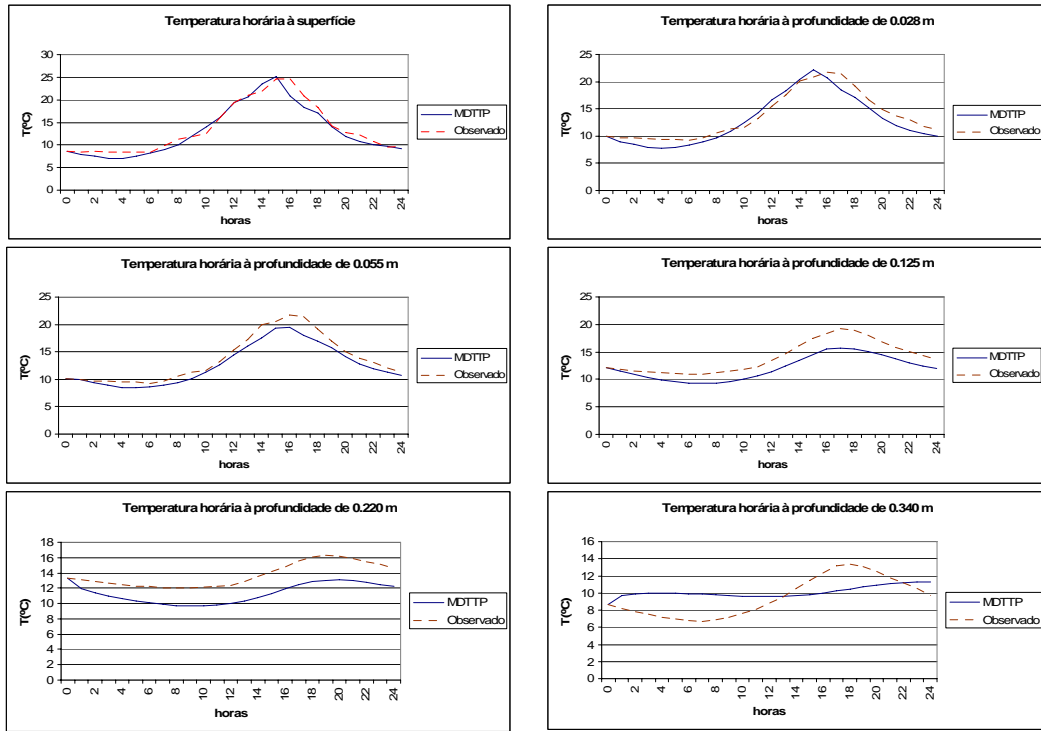


Figura 6.40 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 10 de Maio

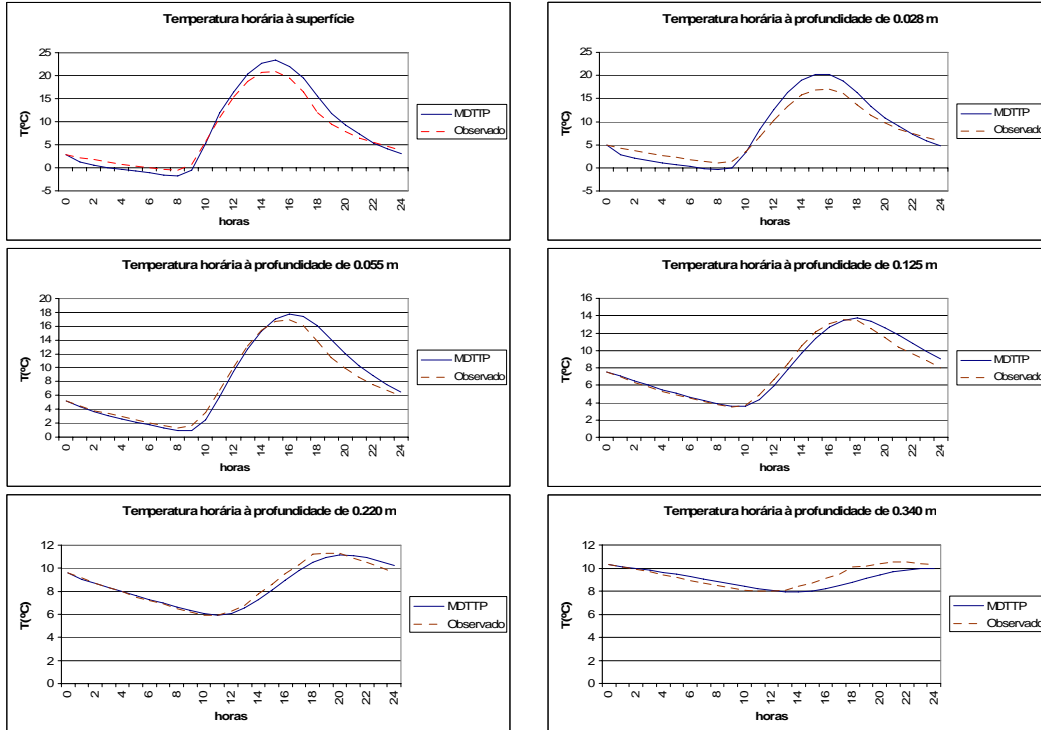


Figura 6.41 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 12 de Fevereiro

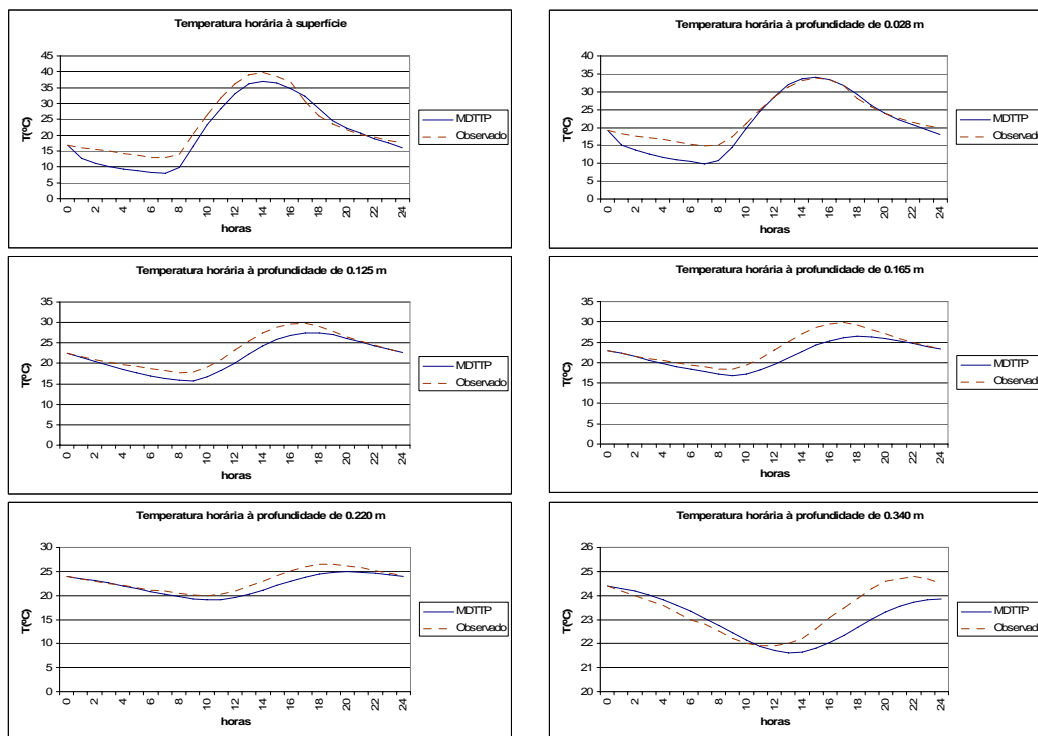


Figura 6.42 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 29 de Setembro

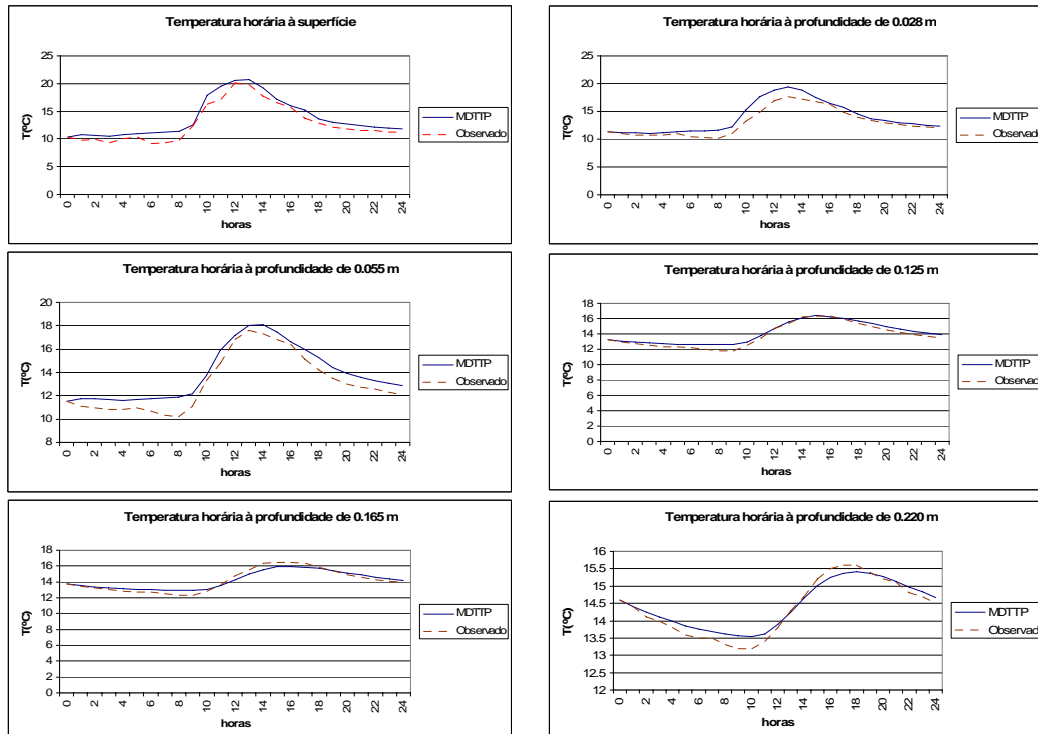


Figura 6.43 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 16 de Outubro

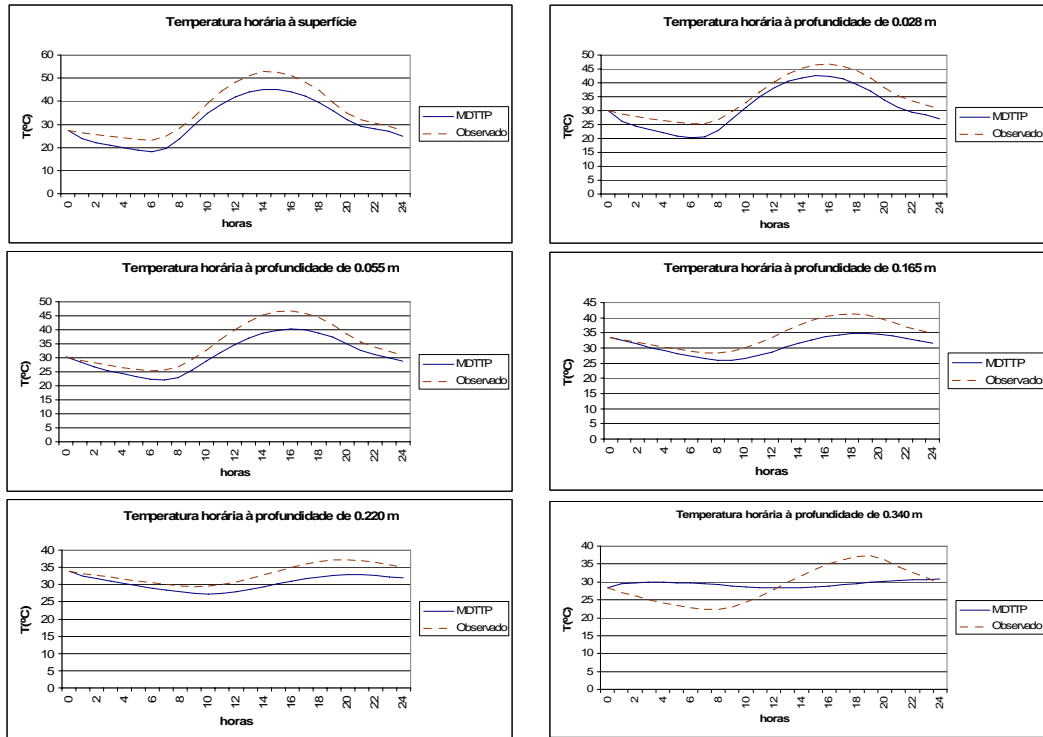


Figura 6.44 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 24 de Julho

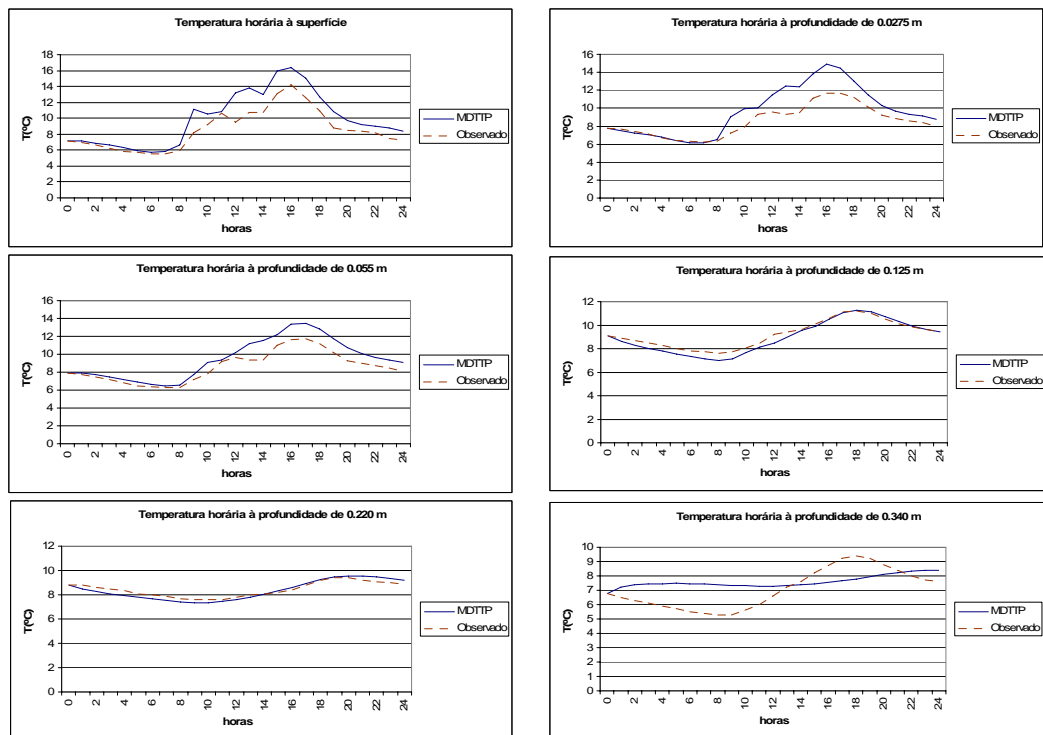


Figura 6.45 – Valores medidos e calculados da temperatura para diversas profundidades, para o dia 31 de Março

De um modo geral constata-se neste segundo estudo que, em profundidades perto da superfície, as temperaturas medidas e calculadas apresentam uma correlação melhor do que em profundidades maiores. Ao comparar resultados diários da temperatura calculados e observados *in situ*, constata-se que, em meses frios, o erro médio é menor do que em meses quentes, o que pode levar a concluir que para os meses frios, o modelo desenvolvido apresenta o melhor desempenho do que para meses quentes. De um modo geral, considera-se que se estabelece uma boa correlação entre o modelo e as temperaturas observadas *in situ*.

O erro médio produzido pelo modelo de elementos finitos situa-se próximo do erro médio produzido por outros métodos numéricos, tais como a metodologia das diferenças finitas. Deste modo, pode concluir-se que o modelo tridimensional de elementos finitos apresenta resultados tão bons quanto os modelos da natureza unidimensional.

## **6.6. Conclusões**

No presente capítulo apresentou-se o trabalho desenvolvido para a obtenção das distribuições horárias da temperatura no interior dos pavimentos. O estabelecimento da distribuição da temperatura no pavimento para efeitos de solicitação térmica dos reforços dos pavimentos foi realizado através: da obtenção da temperatura *in situ* e da obtenção da temperatura através de modelos teóricos de cálculo das temperaturas a várias profundidades do pavimento.

Foram apresentadas as bases teóricas para o desenvolvimento de dois modelos de estimativa da temperatura no pavimento baseada na metodologia dos elementos finitos. Um dos modelos foi desenvolvido para determinar a distribuição da temperatura no pavimento a partir das temperaturas observadas a várias profundidades do pavimento, baseado essencialmente no fenómeno de transferência de calor por condução.

O outro modelo foi desenvolvido no sentido de calcular a distribuição da temperatura no interior do pavimento a partir dos dados climáticos, envolvendo os fenómenos de transferência de calor baseados na condução, radiação e convecção.

No presente capítulo foi apresentado o processo utilizado para observação da temperatura num pavimento situado no IP4, descrevendo-se a instalação de equipamentos e apresentando-se o resultado da observação da distribuição da temperatura ao longo do ano de 2004. A distribuição da temperatura no interior do pavimento ao longo de 2004 constitui a principal solicitação a

considerar no estudo da reflexão de fendas considerando variações de temperatura, que será apresentado no Capítulo 7.

No presente capítulo apresentou-se o resultado da análise da convergência entre os modelos numéricos desenvolvidos e as temperaturas observadas *in situ*, envolvendo também a consideração de uma abordagem à determinação do campo de temperaturas baseada na metodologia das diferenças finitas.

Da análise realizada concluiu-se que a modelação do pavimento através da metodologia dos elementos finitos constitui uma ferramenta interessante para simular o comportamento transiente dos pavimentos.

O funcionamento do modelo desenvolvido, MDTTP, permite modelar, com boa aproximação, as temperaturas do pavimento a diferentes profundidades das camadas betuminosas, conforme se verificou através da comparação dos resultados do processamento com as temperaturas observadas.

A desvantagem do uso deste modelo reside no facto de necessitar de um conjunto de dados climáticos que nem sempre estão disponíveis. No entanto, a grande vantagem reside no facto de permitir determinar, de uma forma consistente e rápida, as temperaturas para todo o domínio do pavimento, as quais podem servir de dados de entrada para outros modelos.

Apesar de se estar a tratar de um fenómeno estritamente unidimensional, a utilização de modelos tridimensionais conduz a um excesso de processamento por um lado, mas resolve um problema de introdução de dados em modelos mecânicos, que necessitam de atribuir, nó a nó, as temperaturas horárias. Do estudo realizado conclui-se que as análises térmicas tridimensionais apresentam resultados tão bons quanto as realizadas pelos modelos de natureza unidimensional.

Do estudo apresentado conclui-se ainda que, de um modo geral, nas zonas mais próximas da superfície do pavimento, o erro de convergência entre o modelo desenvolvido e as temperaturas observadas raramente ultrapassa o valor de 2 °C, o que para efeito de avaliação do comportamento dos pavimentos representa uma boa aproximação.



## 7. MODELAÇÃO DA REFLEXÃO DE FENDAS SOB CONDIÇÕES TÉRMICAS

### 7.1. Introdução

No presente capítulo apresenta-se o estudo realizado para avaliar a influência da variação da temperatura na determinação da vida previsível de um reforço de pavimento, quando o critério determinante de ruína se baseia no fenómeno da reflexão de fendas.

A necessidade da realização deste estudo foi abordada nas reflexões apresentadas nos capítulos anteriores e num estudo anterior desenvolvido por Minhoto (2003), no qual se conclui que a consideração das variações de temperatura na concepção de reforços de pavimentos pode conduzir a uma redução da estimativa da sua vida útil, relativamente à vida dum reforço obtida considerando apenas a acção do tráfego.

O presente estudo baseou-se na realização duma simulação numérica representativa do comportamento à reflexão de fendas do reforço de um pavimento, quando sujeito à acção do tráfego e de variações de temperatura. A simulação baseou-se na utilização da metodologia dos elementos finitos para modelação do comportamento do pavimento, na qual se considerou a aplicação das solicitações efectivamente observadas num troço de pavimento do IP4, e que foram os seguintes:

- a distribuição das temperaturas em profundidade do pavimento (gradientes térmicos), observada ao longo de um ano;
- a acção repetitiva das cargas do tráfego, caracterizada a partir de valores do volume do tráfego observado (com contagens e pesagens) num posto automático localizado numa secção próxima do local de observação das temperaturas.

A simulação do comportamento do reforço de pavimento baseou-se, essencialmente, na avaliação dos estados de tensão e de extensão associados à ocorrência das referidas solicitações, a partir dos quais foi avaliada a resistência do reforço do pavimento à reflexão de fendas, através da obtenção da vida previsível, para diferentes condições de carregamento: i) apenas tráfego; ii) tráfego conjugado com as variações de temperatura; iii) apenas variações de temperatura.

A obtenção da vida previsível do reforço de pavimento foi realizada com base na consideração do nível de extensão acima da fenda, relacionando-se com a vida à fadiga das misturas aplicadas no reforço do pavimento. Com base nesta consideração foi avaliada a evolução do dano sofrido pelo reforço do pavimento ao longo do ano em estudo.

Neste contexto, realizou-se uma simulação numérica do comportamento dum reforço de pavimento, em termos de reflexão de fendas, quando sujeito à aplicação conjunta das acções do tráfego e das variações de temperatura. Esta simulação numérica baseia-se num princípio de funcionamento do pavimento, que se esquematiza na Figura 7.1.

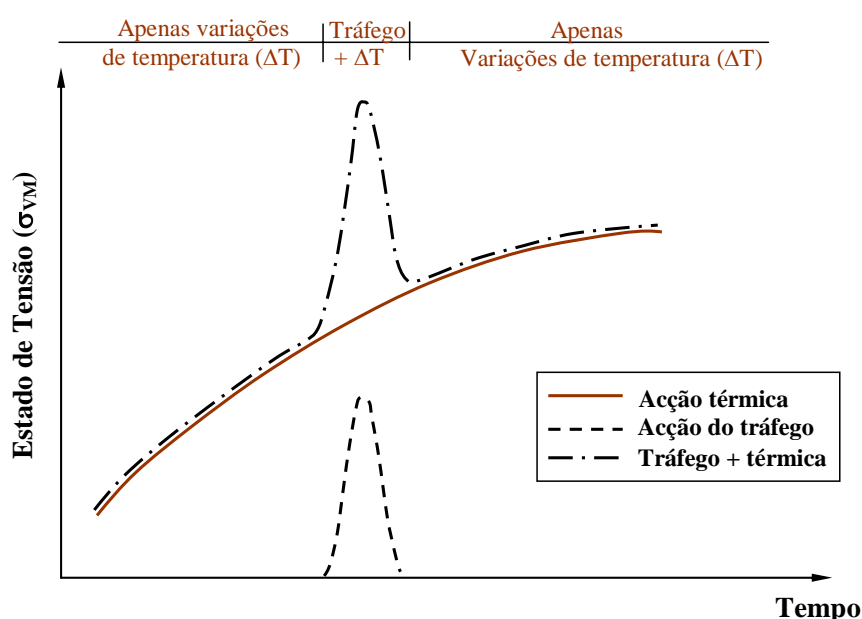


Figura 7.1 – Evolução do estado de tensão no reforço devido à acção do tráfego e das variações de temperatura

A ocorrência de variações de temperatura ao longo dum determinado intervalo de tempo induz no reforço de pavimento, concretamente numa zona do reforço localizada acima de uma fenda, um estado contínuo de tensão de longa duração, de valor variável. A este estado de tensão, sobrepõem-se, com determinada frequência, repetidos estados de tensão, de muito curta duração, resultantes da passagem de uma carga do tráfego.

Em cada instante, correspondente ao período de tempo associado à passagem de uma carga do tráfego, o estado de tensão existente, resultante da acção térmica, é incrementado, por adição, de um estado de tensão provocado pela passagem do tráfego. Considera-se que esta adição de

tensões se baseia numa sobreposição dos efeitos dos mecanismos envolvidos na aplicação destas duas acções.

Para realização do estudo proposto enveredou-se previamente pela avaliação mecânica do efeito de cada solicitação isoladamente, ou seja, considerando apenas a acção do tráfego e considerando apenas a acção das variações de temperatura. Estas avaliações servem de ponto de partida para uma fase posterior de avaliação mecânica da ocorrência simultânea destas duas acções, por sobreposição de efeitos, numa perspectiva de avaliação duma situação possivelmente mais desfavorável que aquelas isoladamente.

Neste contexto, procedeu-se à simulação de cada uma das três possíveis situações de carregamento, para as condições de carregamento de estado de tensão máxima, conforme indicadas Figura 7.2. Para estas simulações desenvolveram-se modelos numéricos baseados na metodologia dos elementos finitos, utilizando os mecanismos de comportamento do pavimento à reflexão de fendas, apresentados no Capítulo 4.

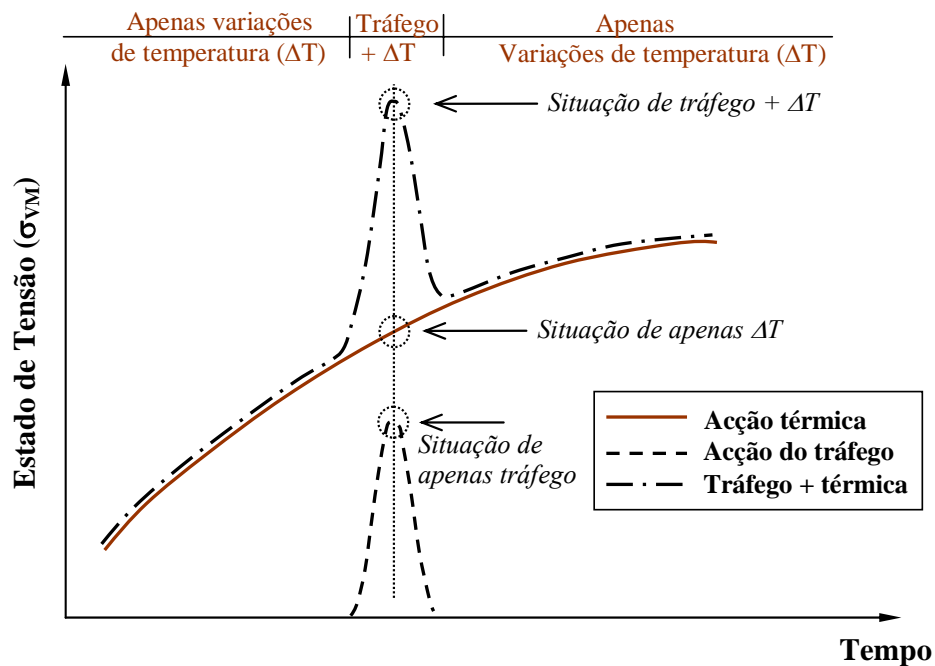


Figura 7.2 – Situação de análise da evolução do estado de tensão no reforço

A simulação numérica envolvida consistiu, por um lado, numa modelação mecânica do pavimento orientada para simulação da acção das variações de temperatura, da qual se destaca a modelação de longa duração do carregamento (como aliás se pode constatar na sua representação

das Figuras 7.1 e 7.2) e o comportamento mecânico das misturas resultante essencialmente dos efeitos da retracção térmica e da componente de relaxação.

Por outro lado, foi realizada uma modelação mecânica do pavimento orientada para simulação da acção do tráfego, da qual se destaca a modelação de curta duração do carregamento, ou seja, do comportamento elástico. Neste contexto, a componente térmica é incluída por intermédio dos modelos já referidos no Capítulo 6 e dos dados de campo observados.

Para a concretização dos objectivos do presente capítulo, foi seguido um conjunto de procedimentos que se esquematiza na Figura 7.3, dos quais se destacam a obtenção *in situ* das variações de temperatura, utilizadas na simulação numérica, a obtenção dos dados do tráfego a partir dos registos no IEP, a caracterização laboratorial das misturas usadas e todo o procedimento adoptado para a obtenção do dano no reforço.

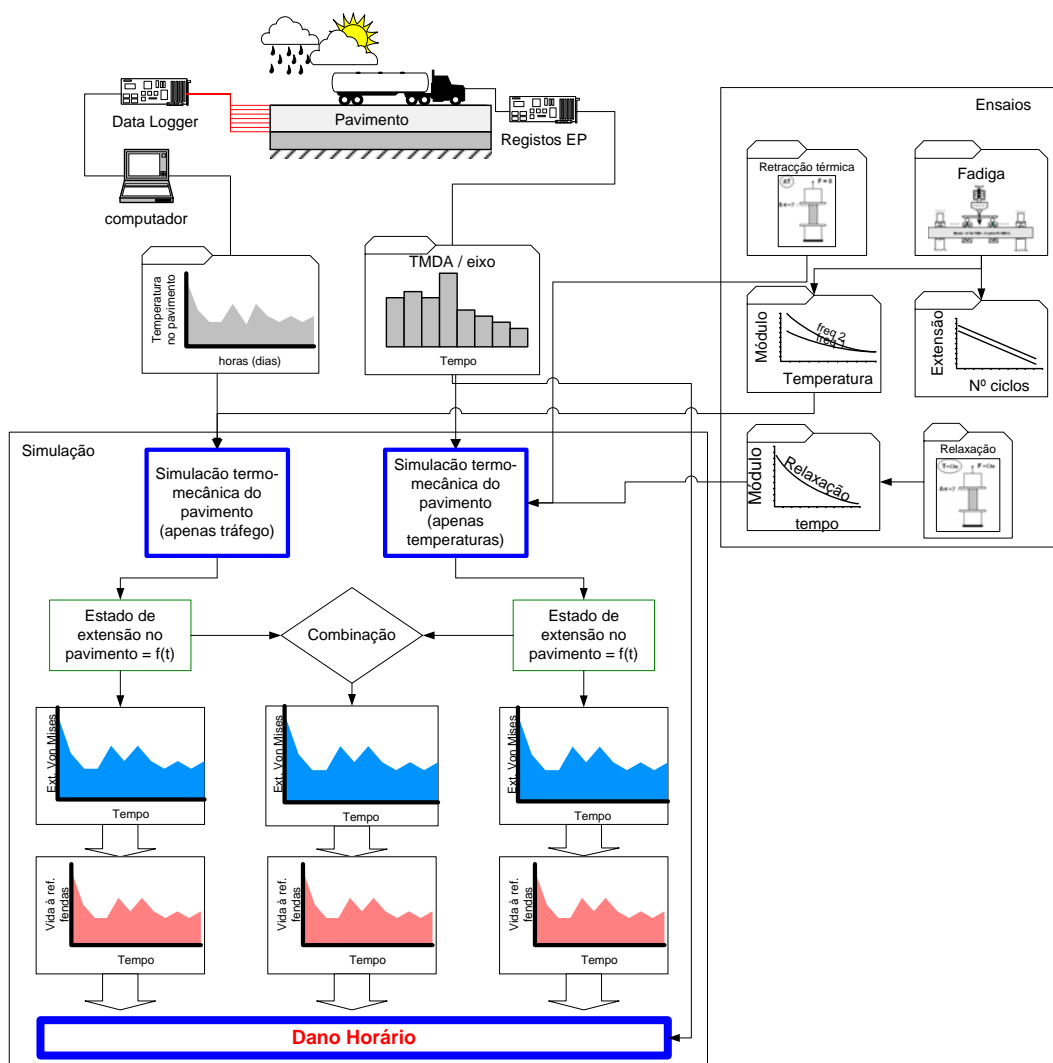


Figura 7.3 – Principais etapas envolvidas na modelação

A obtenção *in situ* das variações de temperatura aplicadas na simulação numérica foi tratada no Capítulo 6, no qual foram ainda introduzidos os modelos de simulação da evolução térmica dos pavimentos baseados na metodologia dos elementos finitos. A caracterização laboratorial das misturas constituiu matéria já abordada no Capítulo 5.

A metodologia dos elementos finitos constitui a base de funcionamento dos modelos usados na simulação. Assim, de seguida, apresentam-se alguns conceitos teóricos sobre este tipo de metodologias, para efeitos do estudo do comportamento dos pavimentos, e que nortearam a criação dos modelos desenvolvidos.

## 7.2. Conceitos teóricos aplicados na modelação

Numa metodologia de análise baseada no uso da matriz dos deslocamentos aplicada a uma idealização em termos de elementos finitos, a estrutura a ser analisada é normalmente aproximada a uma montagem, de regiões discretas, designadas por elementos, ligadas por um número finito de pontos, designados por nós.

No caso de existirem, e serem conhecidas, relações do tipo “força-deslocamento” para cada um desses elementos estruturais discretos (matriz de rigidez do elemento), então pode ser estabelecida, para a globalidade da estrutura, uma relação “força-deslocamento”, usando métodos matriciais padrão.

A determinação de estados de tensão e de extensão em estruturas, quando sujeitas a diversos tipos de carregamentos, utilizando a metodologia dos elementos finitos baseia-se na aplicação do princípio dos trabalhos virtuais ao sistema estrutural definido. O princípio dos trabalhos virtuais estabelece que uma variação virtual (muito pequena) da energia interna de deformação pode ser uma consequência de uma idêntica alteração do trabalho externo devido à aplicação das cargas, ou seja:

$$\delta U = \delta V \quad (7.1)$$

onde:  $U$  = energia de deformação associada ao trabalho virtual interno;

$V$  = energia de deformação associada ao trabalho virtual externo;

$\delta$  = operador virtual.

O desenvolvimento desta relação, baseado na explicitação de todas as variáveis envolvidas no problema, conduz a uma relação generalizada, na qual se baseia a avaliação dos estados de tensão e de extensão através da metodologia dos elementos finitos, resultando:

$$[K]\{u\} - \{F_e^{th}\} = [M_e]\{\ddot{u}\} + \{F_e^{pr}\} + \{F_e^{nd}\} \quad (7.2)$$

onde:  $[K]$  = matriz de rigidez global:  $[K] = \int_V [B]^T [D][B] dV$ ;

$[B]$  = matriz extensão-deslocamento, baseada nas funções de forma (ou de interpolação) dos elementos;

$[D]$  = matriz rigidez elástica, ou elasticidade;

$\{u\}$  = vector de deslocamentos nodais;

$\{F_e^{th}\}$  = vector das cargas térmicas no elemento:  $\{F_e^{th}\} = \int_V [B]^T [D]\{\varepsilon^{th}\} dV$ ;

$[M_e]$  = matriz de massa do elemento:  $[M_e] = \rho \int_V [N]^T [N] dV$

$[N]$  = matriz das funções de forma (ou de interpolação) projectadas para uma normal à superfície considerada;

$\rho$  = densidade do material do elemento;

$\{\ddot{u}\}$  = vector aceleração (tal como o efeito da gravidade):  $\{\ddot{u}\} = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u\}$ ;

$\{F_e^{pr}\}$  = vector de pressão (carga distribuída) no elemento:  $\{F_e^{pr}\} = \int_A [N]^T \{P\} dA$ ;

$\{P\}$  = vector das cargas distribuídas (pressões) no elemento.

O método dos elementos finitos tem sido usado para analisar diversos tipos de estruturas, através de elementos tridimensionais com funções de interpolação, quer lineares quer parabólicas. Normalmente, a determinação do estado de tensão/extensão numa estrutura baseia-se no estabelecimento, para essa estrutura, da equação geral de equilíbrio (Expressão 7.2). No caso dos problemas resolvidos no presente estudo, o factor  $\{\ddot{u}\}$  adoptou-se igual a zero por não serem considerados factores dinâmicos.

Esta relação também é aplicada a situações de processamento transiente, sendo resolvida para todos as horas ao longo do tempo em análise, caso esta variável seja preponderante, através da actualização, a cada hora, da matriz de rigidez global,  $[K]$ . A equação geral de equilíbrio reflecte-se em cada elemento do domínio por intermédio da expressão a seguir apresentada, a qual permite obter as extensões no ponto de integração do elemento.

$$\{\varepsilon^{el}\} = [B]\{u\} - \{\varepsilon^{th}\} \quad (7.3)$$

onde:  $\{\varepsilon^{el}\}$  = vector das extensões elásticas que conduzem à obtenção das tensões;  
 $\{\varepsilon^{th}\}$  = vector das extensões de origem térmica.

A obtenção do estado de tensão depende do tipo de relações entre as extensões e as tensões definidas para cada tipo de material.

### 7.2.1. Materiais com comportamento elástico linear

A resolução de cada problema em análise passa pelo estabelecimento das relações tensões-extensões ao nível de cada elemento. Para o caso de estruturas com comportamento elástico linear, a expressão geral que estabelece a relação entre as extensões e as tensões, a nível de cada elemento da estrutura, como o que se representa na Figura 7.4, apresenta a seguinte forma:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon^{el}\} \quad (7.4)$$

onde:  $\{\sigma\}$  = vector das tensões =  $[\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{xz}]^T$ ;

$[D]$  = matriz rigidez elástica, ou elasticidade;

$\{\varepsilon^{el}\} = \{\varepsilon\} - \{\varepsilon^{th}\}$  = vector das extensões elásticas no elemento;

$\{\varepsilon\}$  = vector das extensões totais  $[\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{xz}]^T$ ;

$\{\varepsilon^{th}\}$  = vector das extensões de origem térmica.

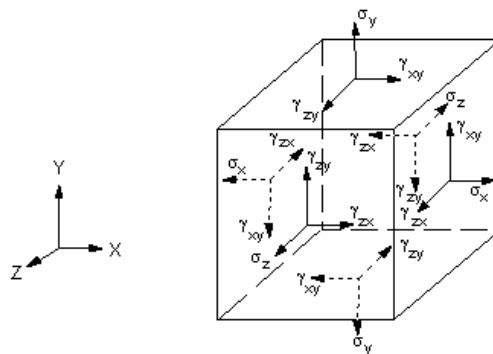


Figura 7.4 – Componentes do vector tensão de um elemento finito tridimensional

A equação anterior pode ser expressa da seguinte forma:

$$\{\sigma\} = [D] (\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^{th}\}) \quad (7.5)$$

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^{th}\} + [D]^{-1} \{\sigma\} \quad (7.6)$$

onde  $\{\varepsilon^{th}\} = \Delta T [\alpha_x \ \alpha_y \ \alpha_z \ 0 \ 0 \ 0]^T$ ;

$\alpha_i$  = coeficiente de dilatação/retração térmica na direcção  $i$ ;

$\Delta T$  = variação térmica igual a  $T - T_{ref}$  ( $T_{ref}$  – temperatura de referência – extensão livre);

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_x & -\nu_{xy}/E_y & -\nu_{xz}/E_z & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yx}/E_x & 1/E_y & -\nu_{yz}/E_z & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{zx}/E_x & -\nu_{zy}/E_y & 1/E_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{xz} \end{bmatrix}; \quad (7.7)$$

$E_i$  = módulo de elasticidade na direcção  $i$ ;

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$G$  = módulo de corte.

A matriz  $[D]^{-1}$  é uma matriz definitiva positiva e simétrica. Expandindo a Equação (7.4), considerando (7.5) e (7.6) e explicitando as relações tem-se:

$$\varepsilon_x = \alpha_x \Delta T + \frac{\sigma_x}{E_x} - \frac{\nu_{xy} \sigma_y}{E_y} - \frac{\nu_{xz} \sigma_z}{E_z} \quad (7.8)$$

$$\varepsilon_y = \alpha_y \Delta T - \frac{\nu_{yx} \sigma_x}{E_x} + \frac{\sigma_y}{E_y} - \frac{\nu_{yz} \sigma_z}{E_z} \quad (7.9)$$

$$\varepsilon_z = \alpha_z \Delta T - \frac{\nu_{zx} \sigma_x}{E_x} - \frac{\nu_{zy} \sigma_y}{E_y} + \frac{\sigma_z}{E_z} \quad (7.10)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{G_{xy}} \quad (7.11)$$

$$\varepsilon_{yx} = \frac{\sigma_{xy}}{G_{xy}} \quad (7.12)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{\sigma_{xz}}{G_{xz}} \quad (7.13)$$

sendo:  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ .

### 7.2.2. Materiais com comportamento viscoelástico linear

Um material é viscoelástico se as tensões resultantes do cálculo apresentam uma componente elástica e uma componente viscosa. Uma vez aplicada uma carga, a resposta elástica do material é instantânea enquanto que a resposta viscosa ocorre ao longo do tempo. Um modelo viscoelástico normalmente deve poder simular convenientemente sequências de arrefecimento e de aquecimento, de modo a que a altas temperaturas se comportem como fluidos viscosos enquanto que a baixas temperaturas se comportem como sólidos.

Geralmente a função tensão de um material viscoelástico é dada na sua forma integral. Num contexto de ocorrência de pequenas extensões, a equação constitutiva de um material isotrópico viscoelástico pode ser escrita da seguinte forma:

$$\sigma = \int_0^t 2G(t-\tau) \frac{d\gamma}{d\tau} d\tau + I \int K(t-\tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (7.14)$$

onde:  $\sigma$  = tensões de Cauchy;

$\gamma$  = parte deviatória da extensão;

$\varepsilon$  = parte volumétrica da extensão;

$G(t)$  = função kernel da relaxação por corte;

$K(t)$  = função kernel da relaxação volumétrica;

$t$  = tempo actual;

$\tau$  = tempo decorrido;

$I$  = tensor unitário.

As funções kernel  $G(t)$  e  $K(t)$  podem ser representadas por séries de Prony, que assumem a seguinte forma:

$$G = G_\infty + \sum_{i=1}^{n_G} G_i \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^G}\right) \quad (7.15)$$

$$K = K_{\infty} + \sum_{i=1}^{n_K} K_i \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^K}\right) \quad (7.16)$$

onde:  $G_i$  = módulo de corte elástico, associado às componentes  $i$  da série de Prony;  
 $K_i$  = módulo volumétrico elástico, associado às componentes  $i$  da série de Prony;  
 $\tau_i^G, \tau_i^K$  = tempos de relaxação para cada componente da série de Prony;  
 $G_{\infty}$  = módulo de corte, associado um carregamento de duração infinita;  
 $K_{\infty}$  = módulo volumétrico, associado um carregamento de duração infinita.

Nesta formulação é introduzido o conceito de módulo relativo,  $\alpha$ , expresso para cada tipo de extensão, volumétrica ou distorcional, dado por:

$$\alpha_i^G = G_i / G_0 \quad (7.17)$$

$$\alpha_i^K = K_i / K_0 \quad (7.18)$$

onde:  $G_0 = G_{\infty} + \sum_{i=1}^{n_G} G_i$  = módulo de corte elástico (para carregamento instantâneo);

$K_0 = K_{\infty} + \sum_{i=1}^{n_K} K_i$  = módulo volumétrico elástico (para carregamento instantâneo);

$n_G$  = número de elementos Prony na componente distorcional;

$n_K$  = número de elementos Prony na componente volumétrica.

podendo as funções kernel ser expressas equivalentemente da seguinte forma:

$$G = G_0 \left[ \alpha_{\infty}^G + \sum_{i=1}^{n_G} \alpha_i^G \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^G}\right) \right] \quad (7.19)$$

$$K = K_0 \left[ \alpha_{\infty}^K + \sum_{i=1}^{n_K} \alpha_i^K \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^K}\right) \right] \quad (7.20)$$

A representação do comportamento viscoelástico através das séries de Prony apresenta um significado físico prevalente, o que corresponde à solução do modelo diferencial clássico da viscosidade, o modelo paralelo de Maxwell.

### 7.2.3. Simplicidade termo-reológica

As propriedades dos materiais viscosos dependem da temperatura, verificando-se que para temperaturas muito altas se tornam fluidos viscosos e a baixas temperaturas se tornam sólidos. Na realidade, os efeitos da temperatura podem ser complexos.

A simplicidade termo-reológica constitui uma hipótese, baseada na análise experimental de diversos materiais viscosos, na qual a curva de relaxação a altas temperaturas é idêntica à curva de relaxação a baixas temperaturas, se o tempo de carregamento for adequadamente escalado. Na essência, é estipulado que os tempos de relaxação, de todas as componentes Prony, obedecem a uma lei de escala que apresenta o seguinte aspecto:

$$\tau_i^G(T) = \frac{\tau_i^G(T_r)}{A(T, T_r)} \quad (7.21)$$

$$\tau_i^K(T) = \frac{\tau_i^K(T_r)}{A(T, T_r)} \quad (7.22)$$

onde:  $A(T, T_r)$  = função de escala (shift function);

$T$  = temperatura à qual se pretende representar a viscosidade;

$T_r$  = Temperatura de referência.

A partir desta hipótese, a função da tensão deviatória, deve apresentar a seguinte forma:

$$\sigma = \int_0^t 2 \left[ G_\infty + \sum_{i=1}^{n_G} G_i \exp\left(-\frac{\xi_t - \xi_s}{\tau_i^G}\right) \right] \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (7.23)$$

onde:  $\xi$  = tempo reduzido ou pseudo-tempo.

Na representação de Prony o valor de  $t$  é substituído por  $(\xi_t - \xi_s)$  com:

$$\xi_t = \int_0^{t_n} \exp(A(T(\tau))) d\tau \quad (7.24)$$

$$\xi_s = \int_{t_n}^{t_{n+1}} \exp(A(T(\tau))) d\tau \quad (7.25)$$

A determinação de  $A(T(t))$  pode ser realizada com base em várias funções de conversão, largamente usadas, e que podem ser a função de William-Landel-Ferry (WLF), a função de

Tool-Narayanaswamy e a função de Arrhenius. No presente estudo usou-se a função de WLF, que apresenta uma forma geral do tipo:

$$\log_{10}(A(T(\tau))) = \frac{C_1(T - T_r)}{C_2 + T - T_r} \quad (7.26)$$

onde:  $C_1, C_2$  = constantes do material modelado;

$T$  = temperatura no instante  $t$ ;

$T_r$  = temperatura de referência.

#### 7.2.4. Caracterização da análise numérica em função do tempo

A análise numérica de uma estrutura por elementos finitos, seja de carácter mecânico, térmico, acústico ou outros, pode processar-se de duas forma distintas, conforme a caracterização, em função do tempo, das propriedades dos materiais e das condições de carregamento:

- através de uma análise estática (steady state);
- através de uma análise transiente.

Considera-se que uma análise numérica é do tipo estática (steady state), ou em estado estacionário, quando a determinação da distribuição de tensões e de extensões em todo o domínio se processa em condições estáticas, ou seja, sem variação no tempo das propriedades dos materiais e sem variação no tempo das solicitações aplicadas. A condição de carregamento em estado estacionário é aplicável a situações em que a acumulação dos efeitos das cargas com o tempo é desprezável.

Neste tipo de análises a obtenção dos estados de tensão e de extensão no domínio mecânico é obtido como resultado de, apenas, um processamento. Como exemplo deste tipo de análise apontam-se os casos de processamento em que se consideram materiais com comportamento elástico linear e sujeitos à aplicação de uma carga, instantânea, do tráfego.

Considera-se que uma análise numérica é do tipo transiente quando a determinação da distribuição de tensões e de extensões em todo o domínio do pavimento se processa em condições variáveis no tempo, ou seja, em que se considera a ocorrência de variação no tempo das propriedades dos materiais e/ou a variação no tempo das condições de carregamento da

estrutura. A condição de carregamento em estado transiente é uma situação em que é considerada a acumulação dos efeitos das cargas com o tempo.

Relativamente a uma análise estática, a análise transiente requer uma maior quantidade de recursos computacionais e maior envolvimento humano, em termos de tempo de “engenharia” envolvido, principalmente na compreensão, modelação e concepção da “física” do problema. Observando os objectivos do presente trabalho, salienta-se o facto de este tipo de análises contemplarem não-linearidades, quer geométricas quer em termos de propriedades dos materiais. A consideração de uma não-linearidade consiste basicamente numa “sub-estruturação” do problema não-linear em porções lineares, para redução dos custos de análise.

O código de elementos finitos ANSYS 7.0 (ANSYS Multiphysics), utilizado no presente trabalho, suporta ambos tipos de análise. É corrente usarem-se temperaturas obtidas de análises térmicas transientes como dados de entrada em análises estruturais do tipo estacionário, para a realização de avaliações de estados de tensão de origem térmica.

Uma análise transiente, quer seja térmica ou mecânica, segue basicamente os mesmos procedimentos que uma análise em estado estacionário. A principal diferença consiste no facto de a maioria das cargas em estado estacionário serem estabelecidas em função do tempo. A especificação do carregamento transiente pode ser estabelecida de duas formas:

- através do uso de ferramentas numéricas que estabelecem equações ou funções, descrevem curvas de carregamento que são aplicadas como condições fronteira;
- dividindo o carregamento pelo tempo através das definições de “passos de carregamento” (load steps).

A metodologia usada na solução de análises transientes depende dos graus de liberdade envolvidos na análise. Os sistemas de segunda ordem, no tempo, como podem ser os problemas estruturais transientes, são resolvidos através da metodologia de integração no tempo de Newmark, que é usado para análises transientes com procedimentos considerados implícitos do código de elementos finitos.

No presente estudo foram adoptados os dois tipos de análise apresentados, dependendo do tipo de problema a resolver. Para os casos de análise dos estados de tensão e de extensão no reforço de pavimento resultante do carregamento devido ao tráfego, foi adoptado um procedimento de análise estacionário, considerando-se a acção de um rodado do tráfego como instantânea, com

um valor absoluto igual ao valor máximo observado na passagem do rodado. Esta situação conjugada com a situação de se considerar o comportamento dos materiais como um comportamento elástico linear, conduz a uma situação em que se reúnem as condições necessárias à análise estática.

No caso de avaliação do estado de tensão e de extensão no reforço, devido à acção das variações de temperatura, considera-se a análise como transiente, baseando-se em dois factores fundamentais: o carregamento é variável no tempo, com uma periodicidade de 1 hora, e as propriedades dos materiais são variáveis no tempo, expressas através do comportamento viscoelástico.

### **7.2.5. Procedimento de simulação**

Os procedimentos de simulação adoptados enquadram-se no esquema da Figura 7.3 e visam fundamentalmente conduzir a uma avaliação do comportamento mecânico da estrutura de um pavimento à qual se aplica um reforço. No estudo consideram-se as propriedades “termo-mecânicas” dos materiais e a acção combinada das variações de temperatura com a aplicação da carga do tráfego.

Um dos aspectos principais envolvidos no presente estudo consistiu na consideração da acção térmica em todo o processo de simulação, baseada no resultado da observação *in situ* das variações de temperatura no pavimento. Conforme já referido no Capítulo 6, estas variações de temperatura foram observadas durante um período de tempo de um ano, numa secção do IP4 situada ao km 197.700, período este compreendido entre Janeiro de 2004 e Dezembro de 2004. A par desta observação são considerados os registos de tráfego obtidos junto das Estradas de Portugal (EP), resultantes das observações de tráfego realizadas num posto fixo de medição tráfego, próximo do local de observação das temperaturas.

A caracterização geométrica e mecânica do pavimento considerado foi baseada a partir de elementos do projecto de reforço realizado em 2002, de carotagens realizadas no local e na caracterização mecânica, realizada em laboratório, de provetes extraídos de lajes cortadas *in situ* após aplicação do reforço. Estas lajes foram obtidas para dois tipos de materiais constituintes do reforço: uma mistura betuminosa com betume modificado com borracha e uma mistura betuminosa convencional.

O comportamento do reforço do pavimento, perante a actuação conjunta da acção do tráfego e das variações de temperatura, foi analisado utilizando o procedimento apresentado na Figura 7.5, cujo funcionamento assenta em quatro fases:

- determinação do estado de tensão e de extensão resultante da acção do tráfego;
- determinação do estado de tensão e de extensão devido à acção das variações de temperatura;
- determinação do estado de extensão resultante da combinação das duas acções anteriores;
- determinação da vida previsível do reforço do pavimento em termos de reflexão de fendas. Com base na vida previsível é determinado também o dano associado às acções analisadas, com base no tráfego observado.

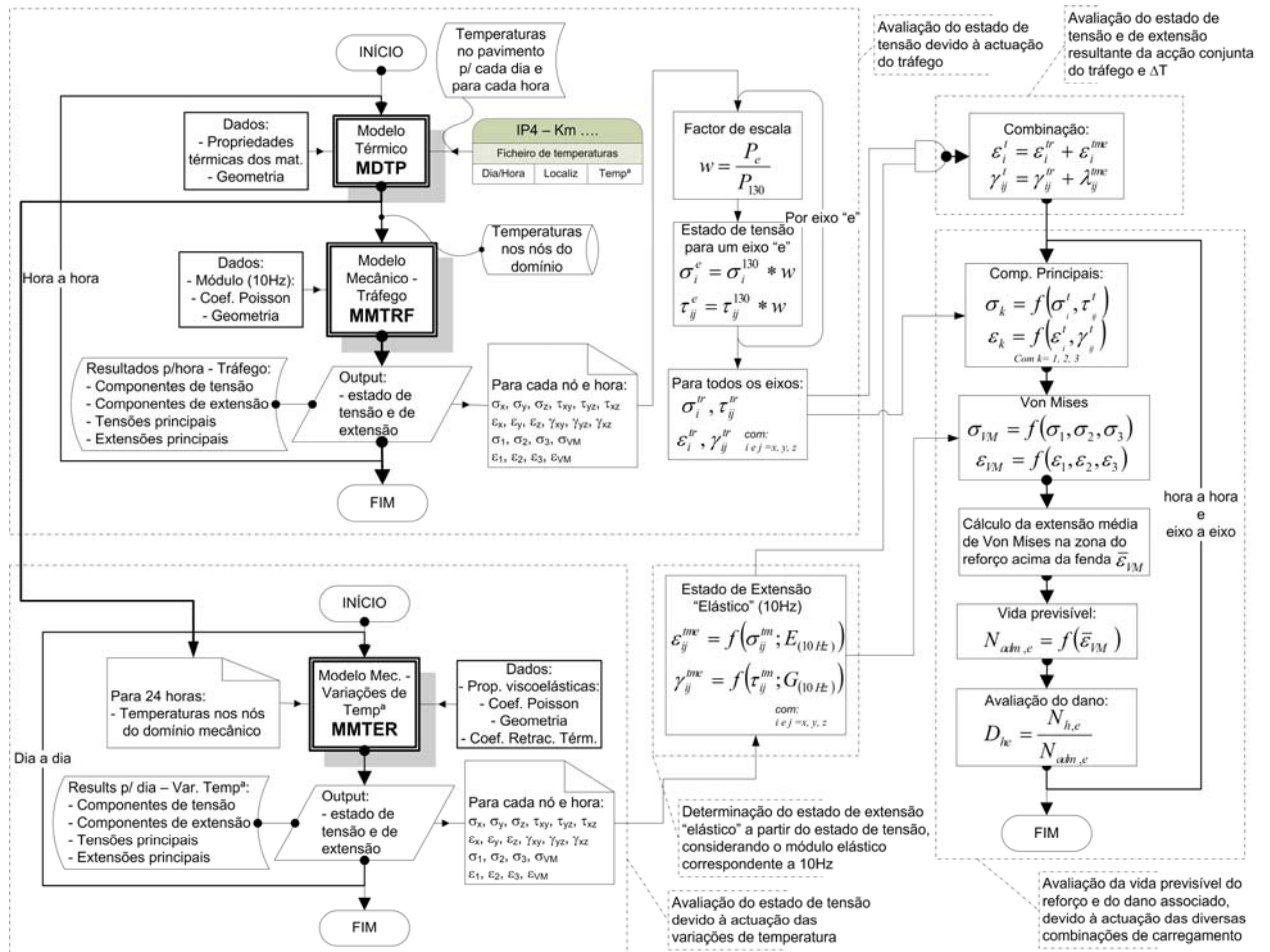


Figura 7.5 – Procedimento usado na simulação do comportamento do reforço

Os procedimentos envolvidos nas três primeiras fases do estudo, conduzem à obtenção de estados de tensão/extensão nos nós, do domínio mecânico, localizados numa zona activa e crítica do reforço, localizada imediatamente acima da frente duma fenda, da camada betuminosa

fendilhada. O ciclo elementar de simulação adoptado na globalidade do estudo assenta numa base horária, mesmo em soluções numéricas aplicadas a ciclos diários, como é o caso da modelação do efeito das variações de temperatura. Nestes casos, os resultados dos estados de tensão e de extensão são produzidos numa base horária.

Na primeira fase da simulação procedeu-se à avaliação do estado de tensão/extensão resultante da consideração apenas da acção do tráfego, determinando-se as componentes de tensão/extensão para esta situação de carregamento. Esta fase inicia-se com o modelo MDTP, de base térmica, cujo processamento tem como objectivo a produção de um ficheiro de temperaturas horárias para todos os nós, correspondentes a um período de 24 horas, a partir do conhecimento das temperaturas observadas *in situ*.

Do funcionamento do modelo MDTP são extraídos os valores horários das temperaturas em todo o domínio mecânico com o objectivo de permitir estabelecer as propriedades mecânicas dos elementos do modelo (módulo de rigidez, por exemplo) adequadas à temperatura observada.

A primeira fase envolve ainda a avaliação do estado de tensão nos nós do reforço para as situações de carregamento dum rodado duplo representativo dum eixo padrão de 130 kN, que servirá de base à avaliação do estado de tensão associado aos diversos tipos de eixos que actuam no pavimento em estudo.

Conhecidas as componentes do estado de tensão/extensão para os dois casos de carregamento procede-se, na fase seguinte, à determinação do estado de tensão/extensão correspondente à actuação conjunta dos dois tipos de carregamento, baseada no princípio da sobreposição dos efeitos.

A avaliação da vida previsível do reforço é realizada com base em leis de fadiga obtidas em laboratório através de ensaios de fadiga à flexão em 4 pontos. A vida previsível à flexão de fendas é relacionada com o tráfego observado para estimar o dano acumulado ao longo do período em análise.

### **7.3. Comportamento do reforço devido à acção do tráfego**

A avaliação do efeito da acção do tráfego no estado de tensão no reforço de pavimento é realizada de acordo com os procedimentos apresentados na Figura 7.6, cujo esquema se baseia

no esquema geral apresentado na Figura 7.5. A simulação do comportamento do pavimento devido à acção do tráfego é iniciada com uma avaliação, para cada hora do estudo, do estado térmico em todo o pavimento, através do modelo MDTP.

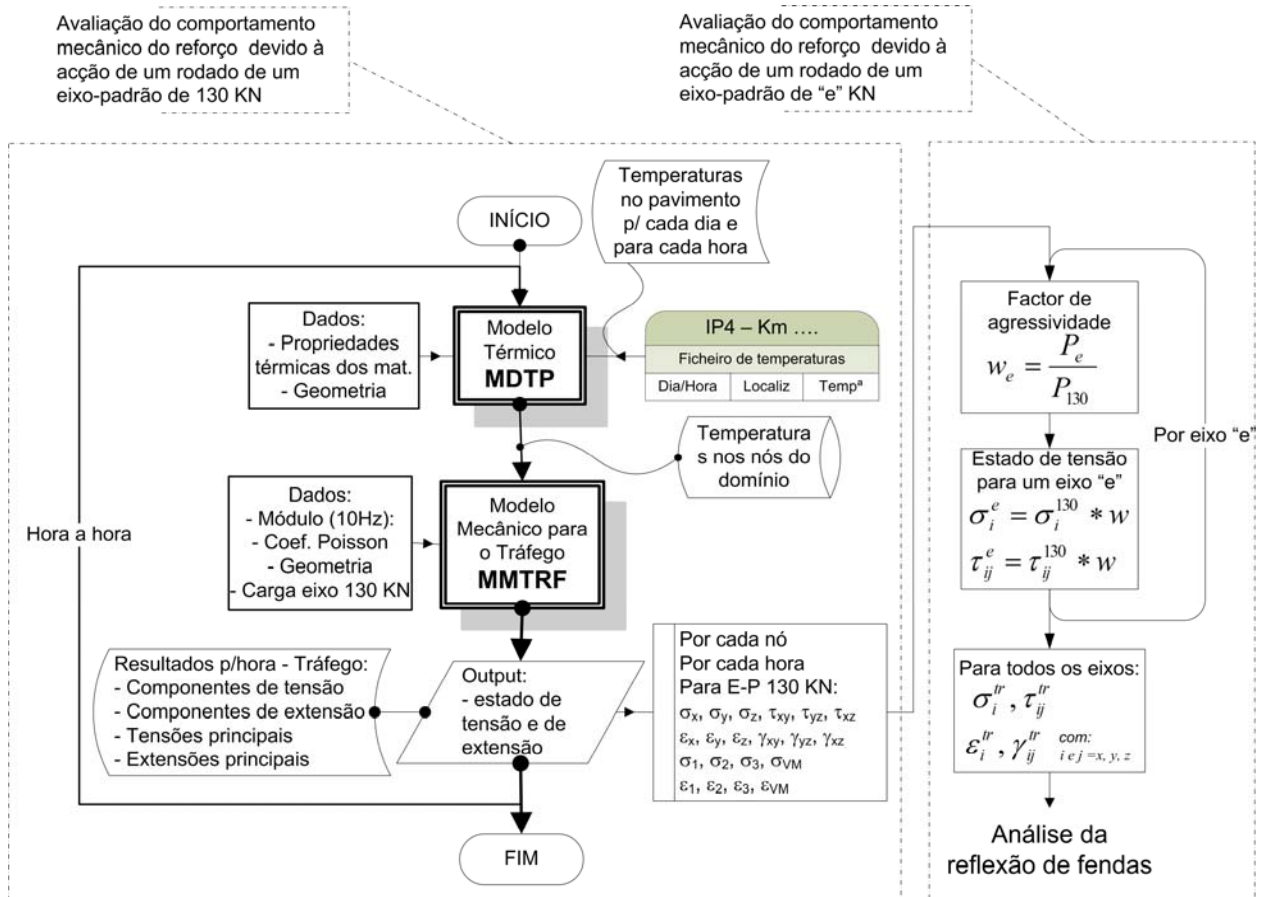


Figura 7.6 – Procedimento para determinação do estado de tensão/extensão devido ao tráfego

A finalização do funcionamento do modelo MDTP conduz ao funcionamento do modelo mecânico, MMTRF (Modelo Mecânico do TRáfego), cujo diagrama de fluxo de processamento se apresenta na Figura 7.7. Este modelo tem como objectivo a determinação do estado horário de tensão/extensão nos nós do domínio mecânico representativo dum pavimento reforçado, resultante da aplicação da carga de um rodado associado a um eixo padrão de 130 kN.

A aplicação da carga do tráfego no domínio mecânico do pavimento é acompanhada pela aplicação de um estado térmico, caracterizado pela atribuição de temperaturas a todos os nós do domínio, representativo do estado térmico do pavimento à hora de análise, obtido do processamento do modelo MDTP. O modelo MMTRF determina os estados de tensão/extensão associados à ocorrência do tráfego. De seguida descrevem-se os procedimentos realizados para cada uma das acções referidas.

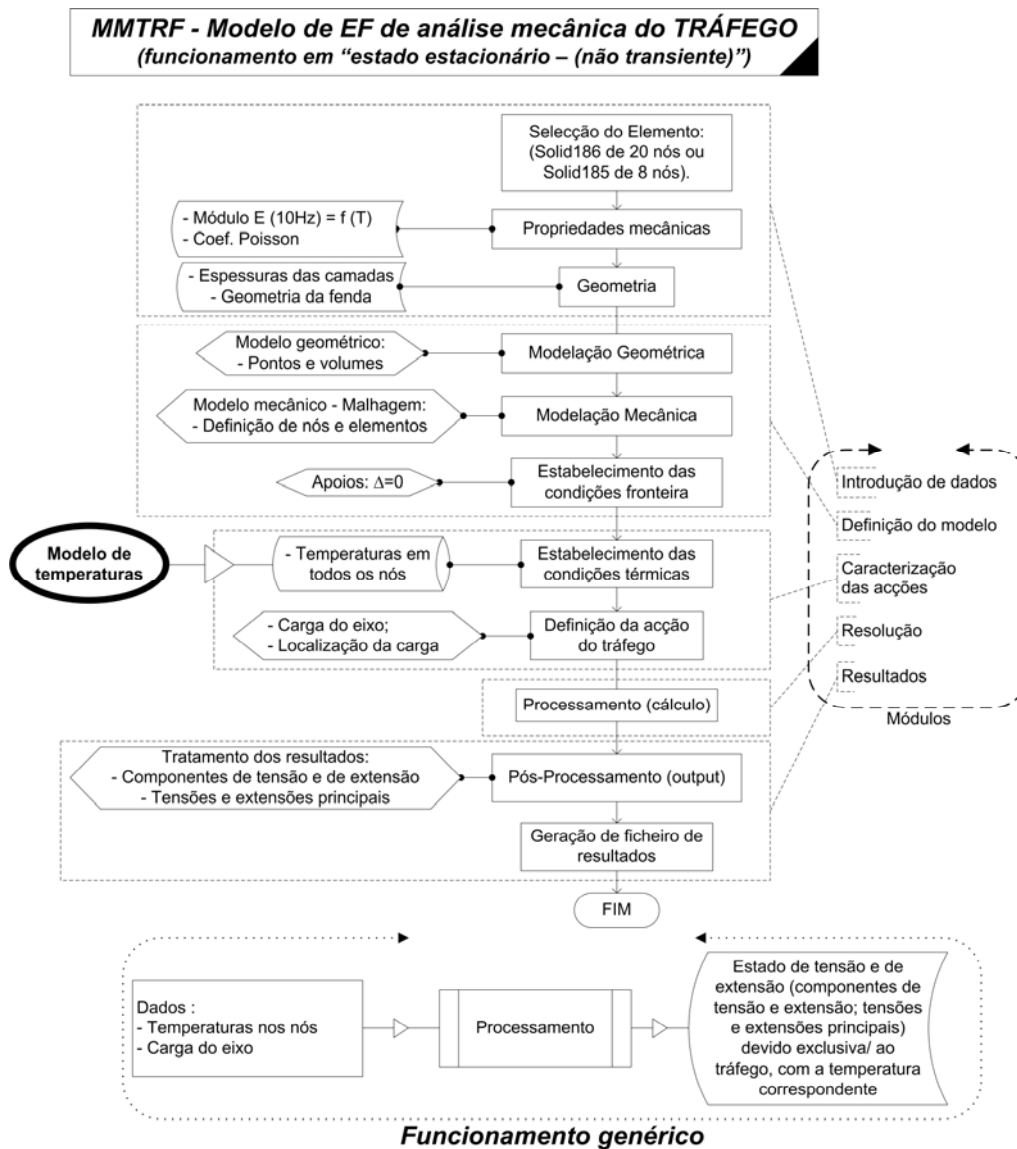


Figura 7.7 – Modelo mecânico de determinação do estado de tensão/extensão devido ao tráfego

### 7.3.1. Modelo MMTRF

A avaliação do estado de tensão/extensão realizada pelo modelo MMTRF baseia-se no estabelecimento prévio de um conjunto de condições de processamento, que se podem sintetizar nos seguintes grupos de dados:

- caracterização geométrica e mecânica do modelo representativo do pavimento;
- solicitações;
- propriedades dos materiais;
- tipo de processamento – estado estacionário ( $t = \text{instantâneo}$ ).

### **Caracterização geométrica e mecânica do modelo MMTRF**

No modelo MMTRF, o pavimento é definido como um conjunto de quatro camadas horizontais às quais são atribuídas espessuras e propriedades mecânicas. Estas camadas representam as seguintes camadas do pavimento real: camada de reforço, uma camada fendilhada representativa das camadas betuminosas existentes, uma camada granular e uma camada representativa da fundação do pavimento.

A caracterização geométrica do pavimento consistiu na atribuição de dimensões ao modelo do pavimento que conduzissem à melhor representação do comportamento do pavimento real. Pelo facto de existir simetria geométrica e mecânica relativamente a um plano vertical paralelo ao eixo dos  $yy$  (Figura 7.8), o modelo foi reduzido para metade da dimensão paralela ao eixo dos  $xx$ , passando a ter as dimensões que se apresentam na Figura 7.9 (4.63 m x 7.45 m x 2.24 m).

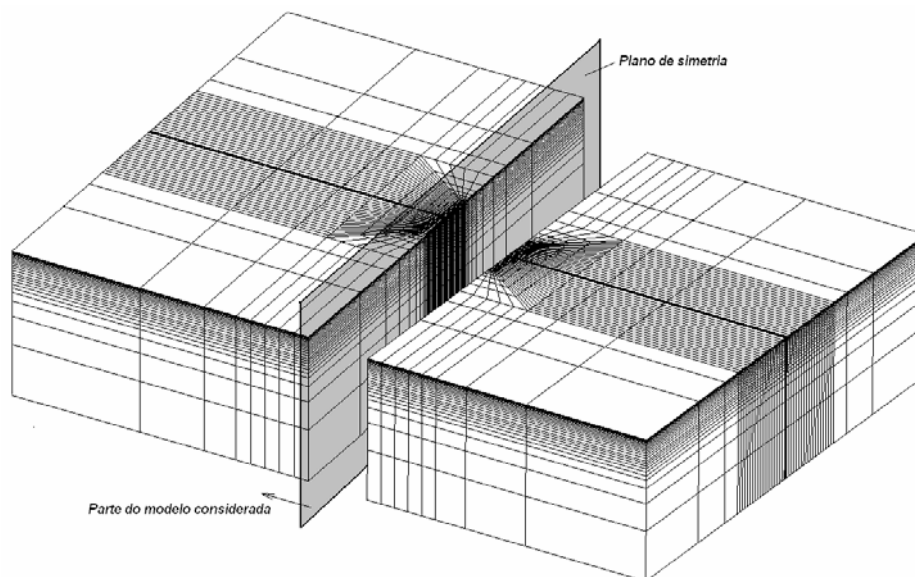


Figura 7.8 – Consideração de simetria no modelo mecânico

A definição geométrica das camadas do pavimento foi realizada com base nos valores das espessuras das camadas observadas *in situ*, obtidas por meio duma carotagem do pavimento na secção onde foram observadas a temperaturas. Desta observação resultaram as seguintes espessuras das camadas do modelo:

- espessura do reforço de pavimento: 0.125 m;
- espessura da camada betuminosa antiga, fendilhada: 0.215 m;
- espessura da camada granular: 0.30 m;
- espessura da camada representativa da fundação: 1.6 m.

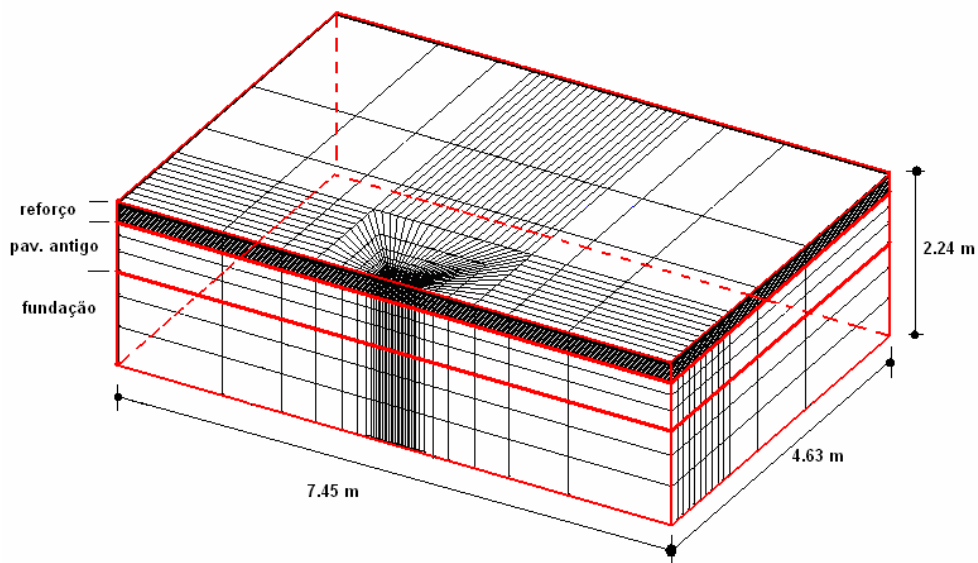


Figura 7.9 – Dimensões do modelo mecânico do pavimento

A espessura da camada de fundação foi obtida através de um processo de convergência de modo a que o pavimento (não fendilhado) apresentasse um comportamento idêntico aos modelos correntes que consideram a fundação como uma camada semi-definida e semi-infinita, tendo-se utilizado o programa ELSYM5 na referida convergência.

Neste modelo é caracterizada uma fenda como uma das principais componentes do modelo, orientadas para a simulação da reflexão de fendas. A fenda, localizada na camada fendilhada do pavimento antigo, foi considerada com largura de 10 mm, por ser uma largura que corresponde à situação de simulação mais desfavorável, pois com esta largura é anulado o efeito de transferência de carga entre faces da fenda, conforme reflexão já abordada no Capítulo 3. Em termos de modelação, a fenda é simulada como sendo um material com um módulo muito baixo (0.1 MPa) comparado com os módulos dos restantes materiais.

A discretização geométrica e mecânica do modelo do pavimento foi baseada na adopção de um elemento do tipo sólido de 8 nós (SOLID185 no ANSYS 7.0) de interpolação linear, o que conduziu à malha, representativa do pavimento, que se apresenta na Figura 7.10. Este elemento é normalmente usado na análise tridimensional para modelação de estruturas sólidas, sendo definido por oito nós, com três graus de liberdade em cada nó, traduzidos em translações nodais nas direcções x, y e z, permitindo resolver problemas associados ao comportamento viscoelástico.

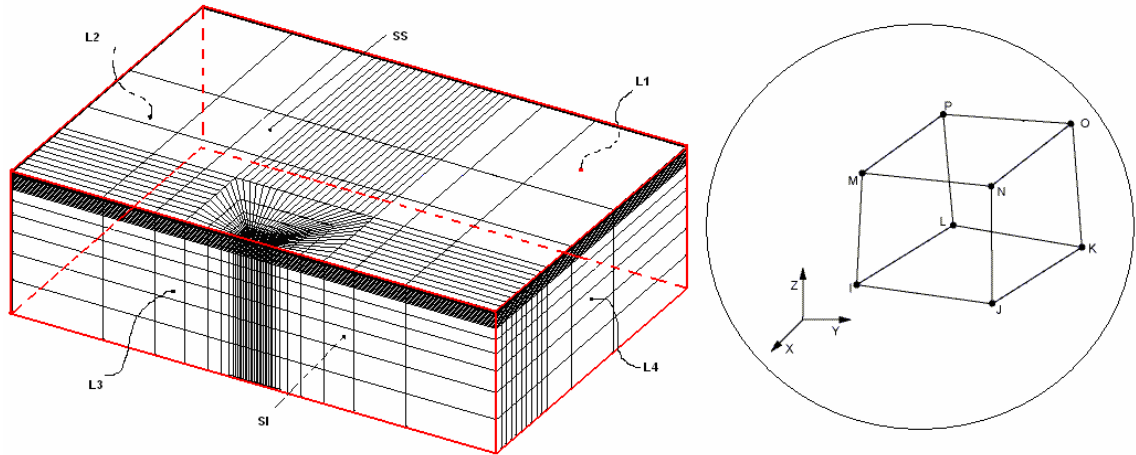


Figura 7.10 – Representação do elemento SOLID185 e a discretização do modelo mecânico

As condições fronteira aplicadas ao modelo foram estabelecidas de modo a representar as condições reais de apoio do pavimento e garantindo que a consideração da redução geométrica e mecânica do modelo, devido à simetria de cargas e de geometria, conduza aos mesmos resultados que o modelo considerado integralmente.

Assim, foram aplicados apoios simples em todos os nós das superfícies envolventes do modelo, excepto na superfície superior representativa da superfície do pavimento, orientados perpendicularmente à superfície onde são aplicados. Na Figura 7.11 apresenta-se um corte com representação esquemática dos apoios simples considerados.

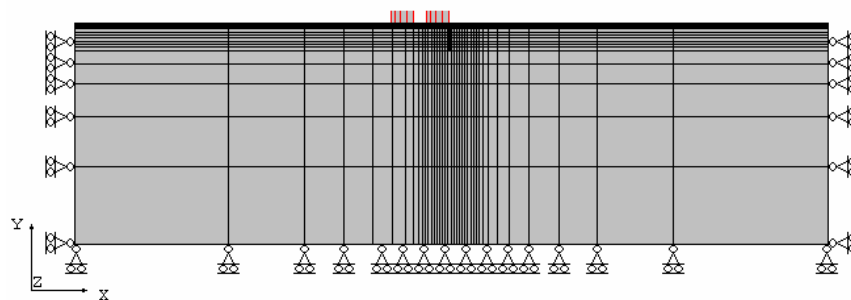


Figura 7.11 – Representação, em corte bidimensional, das condições fronteira (apoios) do modelo mecânico

### ***Solicitações para o modelo MMTRF***

A definição das solicitações a aplicar no modelo descrito envolve a definição da principal carga a que o pavimento vai estar sujeito e que consiste basicamente na aplicação do carregamento de

um rodado duplo de um eixo de 130 kN, com a configuração apresentada na Figura 7.12. Trata-se da aplicação duma carga distribuída à superfície do pavimento, com um valor de 0.907 MPa.

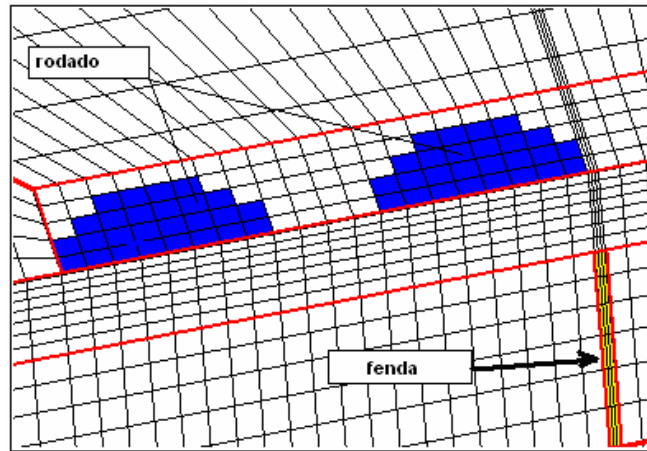


Figura 7.12 – Esquema da carga distribuída representativa dum rodado duplo

Conforme já referido no Capítulo 4, considera-se que o carregamento mecânico é de curta duração e, como tal, as propriedades mecânicas atribuídas aos materiais betuminosos, em particular o módulo de deformabilidade, foram associadas ao comportamento elástico-linear e definidas para uma frequência de carregamento, usada em ensaios laboratoriais, de 10 Hz.

A atribuição de temperaturas aos nós do modelo mecânico, através da importação dos resultados da temperatura horária obtidos no modelo térmico, associada à capacidade do código de elementos finitos em definir as propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura, constitui uma forma de considerar uma variação realista do módulo de deformabilidade.

Esta variação do módulo de rigidez dos materiais betuminosos é estabelecida em função da temperatura definida para o domínio do modelo, entendendo-se desta forma ficar suficientemente bem representado o comportamento real do pavimento, sob o ponto de vista do aumento do módulo de deformabilidade com o arrefecimento e a sua redução com o aquecimento.

### ***Propriedades dos materiais no modelo MMTRF***

As propriedades dos materiais aplicadas no modelo de simulação foram obtidas nos ensaios laboratoriais, descritos no Capítulo 5. Nestes ensaios foram obtidas as propriedades a atribuir ao

reforço de pavimento, considerando para as restantes camadas os valores das propriedades adoptados no estudo de reabilitação promovido pelas Estradas de Portugal.

As propriedades consideradas no presente estudo para a caracterização do reforço de pavimento constituído por mistura betuminosa com BMB, são as apresentadas na Tabela 7.1, sendo de realçar que o módulo de deformabilidade foi estabelecido para uma gama de temperaturas, entre -5 °C e +25 °C, e para uma frequência de 10 Hz. As propriedades consideradas para a caracterização do reforço de pavimento, quando considerado constituído por mistura betuminosa convencional, são as apresentadas na Tabela 7.2 para a frequência de 10 Hz.

Tabela 7.1 – Propriedades da mistura com BMB

T (°C)	E (MPa)	Coef. Poisson
-5	4440	0.35
5	3220	0.35
15	1950	0.35
25	1110	0.35

Tabela 7.2 – Propriedades da mistura convencional

T (°C)	E (MPa)	Coef. Poisson
-5	16160	0.35
5	13560	0.35
15	9300	0.35
25	4780	0.35

As propriedades consideradas para a caracterização do material da camada betuminosa do pavimento antigo (fendilhado) são as apresentadas na Tabela 7.3, para uma frequência de 10Hz.

Tabela 7.3 – Propriedades da mistura da camada fendilhada

T (°C)	E (MPa)	Coef. Poisson
-5	12000	0.35
0	9000	0.35
5	6500	0.35
10	4000	0.35
15	2500	0.35
25	680	0.35

As propriedades consideradas para a caracterização dos materiais da camada de base granular e da camada de fundação são as apresentadas na Tabela 7.4. Estas propriedades foram extraídas do estudo de concepção realizado para a reabilitação do pavimento onde se efectuaram as observações de temperaturas.

Tabela 7.4 – Propriedades da camada granular e do solo de fundação

Designação	E (MPa)	Coef. Poisson
Camada de base granular	100	0.3
Solo de fundação	50	0.35

### ***Processamento do modelo MMTRF***

A análise numérica realizada com o modelo MMTRF, para avaliação do efeito do tráfego na reflexão de fendas, é do tipo estacionário para cada conjunto de condições térmicas horárias definidas pelo modelo MDTP. O modelo de determinação de temperaturas no domínio MDTP também tem um funcionamento em estado estacionário porque se trata apenas de determinar um estado térmico num determinado instante.

O modelo MMTRF funciona em estado estacionário, envolvendo apenas um único processamento. A influência da temperatura do pavimento nos resultados deste processamento desenvolve-se apenas ao nível da variação das propriedades mecânicas dos materiais, estabelecidas em função estado térmico horário do domínio. Assim, cada processamento do modelo MMTRF é realizado, em estado estacionário, para cada estado térmico horário do pavimento.

Para cada resolução numérica do problema é gerado um ficheiro de resultados contendo todos os elementos definidores do estado de tensão/extensão resultantes das condições de carregamento. Concretamente, são produzidas as componentes (normais e tangenciais) de tensão/extensão e as componentes principais de tensão/extensão. Estes elementos servem de base ao procedimento de conjugação dos estados de tensão resultantes das acções do tráfego e das variações de temperatura.

### **7.3.2. Consideração da variedade de eixos observados**

Para avaliação do dano associado à ocorrência de reflexão de fendas recorreu-se à obtenção dos valores da contagem e da agressividade do tráfego, observado na secção do IP4 onde se realizaram as medições de temperatura no pavimento. Esta observação do tráfego ocorreu no posto automático nº 5, localizado ao quilómetro 200.00, sendo os seus dados fornecidos pela Direcção Distrital de Bragança das Estradas de Portugal.

Os dados recolhidos envolveram a contagem de veículos, com periodicidade horária, organizada segundo duas perspectivas: por classes de tráfego (A, B, C, etc..) ou por intervalos de cargas por tipo de eixos. Para efeitos do presente trabalho foram utilizadas as contagens horárias organizadas por grupos de cargas e por tipo de eixos.

Os intervalos de cargas e tipos de eixos adoptados para a organização inicial dos dados do tráfego foram os que se apresentam na Tabela 7.5. Nesta tabela são também apresentados os somatórios anuais do número de passagens para cada tipo de eixos, para cada intervalo de carga do eixo e para as situações de tráfego nos dois sentidos, ou apenas num sentido.

Tabela 7.5 – Intervalos e cargas obtidas da observação do tráfego

Tipo de eixo	Intervalo de carga (kN)	Total (nos 2 sentidos)	Total (máx 1 sentido)	Tipo de eixo	Intervalo de carga (kN)	Total (nos 2 sentidos)	Total (máx 1 sentido)	Tipo de eixo	Intervalo de carga (kN)	Total (nos 2 sentidos)	Total (máx 1 sentido)
Eixo simples	20-30	3 433 459	1 974 030	Eixo duplo	<40	341	299	Eixo triplo	<120	2 453	2 301
	30-40	206 264	125 176		40-70	25 966	16 716		120-140	19 576	12 993
	40-50	108 879	65 770		70-100	2 003	1 735		140-160	879	815
	50-60	152 609	90 677		100-130	1 167	1 080		160-180	898	851
	60-70	140 990	84 397		130-160	2 170	1 743		180-200	1 424	1 264
	70-80	135 282	80 605		160-190	4 148	3 249		200-220	2 676	2 168
	80-90	55 079	32 822		190-220	1 141	928		220-240	528	452
	90-100	67 617	40 010		220-250	231	229		240-260	58	58
	100-110	23 213	14 794		250-280	81	81		260-280	0	0
	110-120	44 895	28 530		280-310	0	0		280-300	154	149
	120-130	24 808	14 745		310-340	0	0		300-320	61	61
	130-140	27 402	16 623		-	-	-		320-340	0	0
	140-150	5 037	3 189		-	-	-		340-360	0	0
	150-160	6 062	3 561		-	-	-		360-380	0	0
	160-170	5 630	3 411		-	-	-		-	-	-
	170-180	0	0		-	-	-		-	-	-
	180-190	0	0		-	-	-		-	-	-
>190	0	0	-	-	-	-	-	-			

A avaliação do estado de tensão/extensão referente à acção de cada carga dos eixos observados foi realizada considerando apenas rodados de eixos simples. Para tal, os eixos múltiplos, concretamente os eixos duplos (tandem) e os triplos (tridem), foram primeiramente transformados em eixos simples, considerando o proposto em Pereira *et al.* (2002).

Assim, cada eixo duplo de peso  $P_d$  foi transformado em 1.4 eixos de peso ( $P_d/2$ ), enquanto que cada eixo triplo de peso  $P_t$  foi transformado em 2.3 eixos simples de peso ( $P_t/3$ ). Desta transformação obtiveram-se os valores constantes na Tabela 7.6, determinados para o tráfego circulante apenas num dos sentidos. Para a transformação dos diversos tipos de eixos em eixos padrão de 130 kN foi usada uma Expressão 7.27 sugerida em Pereira *et al.* (2002) que permite avaliar o coeficiente de equivalência entre cada eixo e o eixo padrão.

$$\frac{N_e}{N_{130}} = \left( \frac{130}{P_e} \right)^6 \quad (7.27)$$

onde:  $N_e$  = número de passagens de um eixo simples,  $e$ , com carga  $P_e$ ;

$N_{130}$  = número de passagens de um eixo padrão de 130 kN;

$P_e$  = peso do eixo simples,  $e$ .

A avaliação do estado de tensão/extensão, referente à acção de cada carga dos eixos observados, foi realizada de acordo com o esquema que se apresenta na Figura 7.13. Para cada intervalo de carga, a que corresponde uma carga representativa do mesmo, é determinado um factor, que se designou por factor de escala, o qual faz uma transformação linear do estado de tensão/extensão de uma carga para outra.

Tabela 7.6 – Contagem de tráfego transformado em eixos simples, referente apenas a um sentido de circulação

Intervalo de carga (kN)	Valor intermédio da carga	Total (máx 1 sentido)
20-30	24.5	1 997 851
30-40	34.3	130 468
40-50	44.1	99 957
50-60	53.9	94 146
60-70	63.7	92 291
70-80	73.5	84 085
80-90	83.3	37 504
90-100	93.1	40 353
100-110	102.9	16 233
110-120	112.7	28 851
120-130	122.5	14 745
130-140	132.3	16 736
140-150	142.1	3 189
150-160	151.9	3 561
160-170	161.7	3 411
170-180	171.5	0
180-190	181.3	0
>190	196	0

O estado de tensão obtido pelo modelo MMTRF, para o eixo padrão de 130 kN, foi afectado pelo factor de escala para se obter o estado de tensão correspondente à aplicação de um eixo com a carga respectiva. A partir deste estado de tensão, associado a cada carga, é determinado o estado de extensão correspondente, necessário à fase seguinte de avaliação da vida à reflexão de fendas.

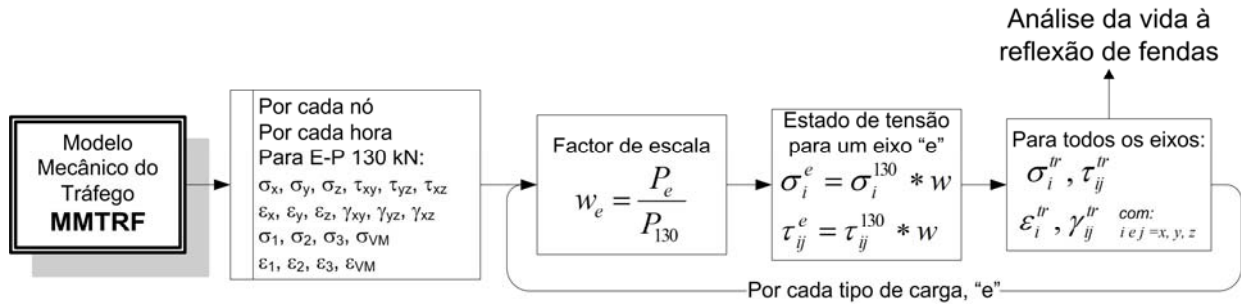


Figura 7.13 – Determinação do estado de tensão/extensão associado a cada tipo de eixo

Os coeficientes de escala,  $w_e$ , associados a cada tipo de carga de eixo foram obtidos através da relação entre a carga considerada,  $P_e$ , e a carga do eixo padrão de 130 kN,  $P_{130}$ , de acordo com:

$$w_e = \frac{P_e}{P_{130}} \tag{7.28}$$

#### 7.4. Comportamento de um reforço devido à acção das variações de temperatura

A fase de avaliação do estado de tensão/extensão no pavimento, resultante da acção das variações de temperatura, envolve os procedimentos esquematizados na Figura 7.14. A principal componente envolvida nesta fase consiste no funcionamento do modelo MMTER, cujo esquema de funcionamento se apresenta na Figura 7.15.

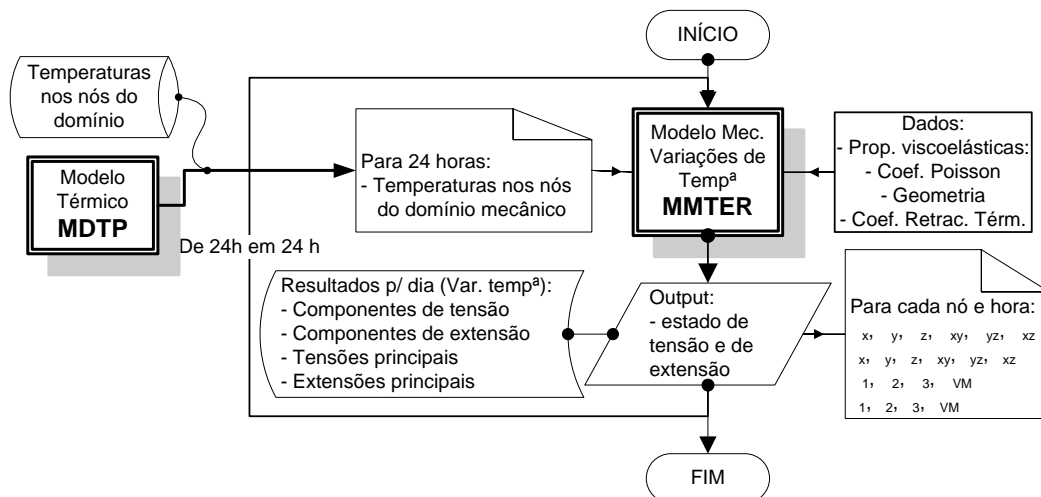


Figura 7.14 – Avaliação do comportamento do pavimento quando sujeito a variações de temperatura

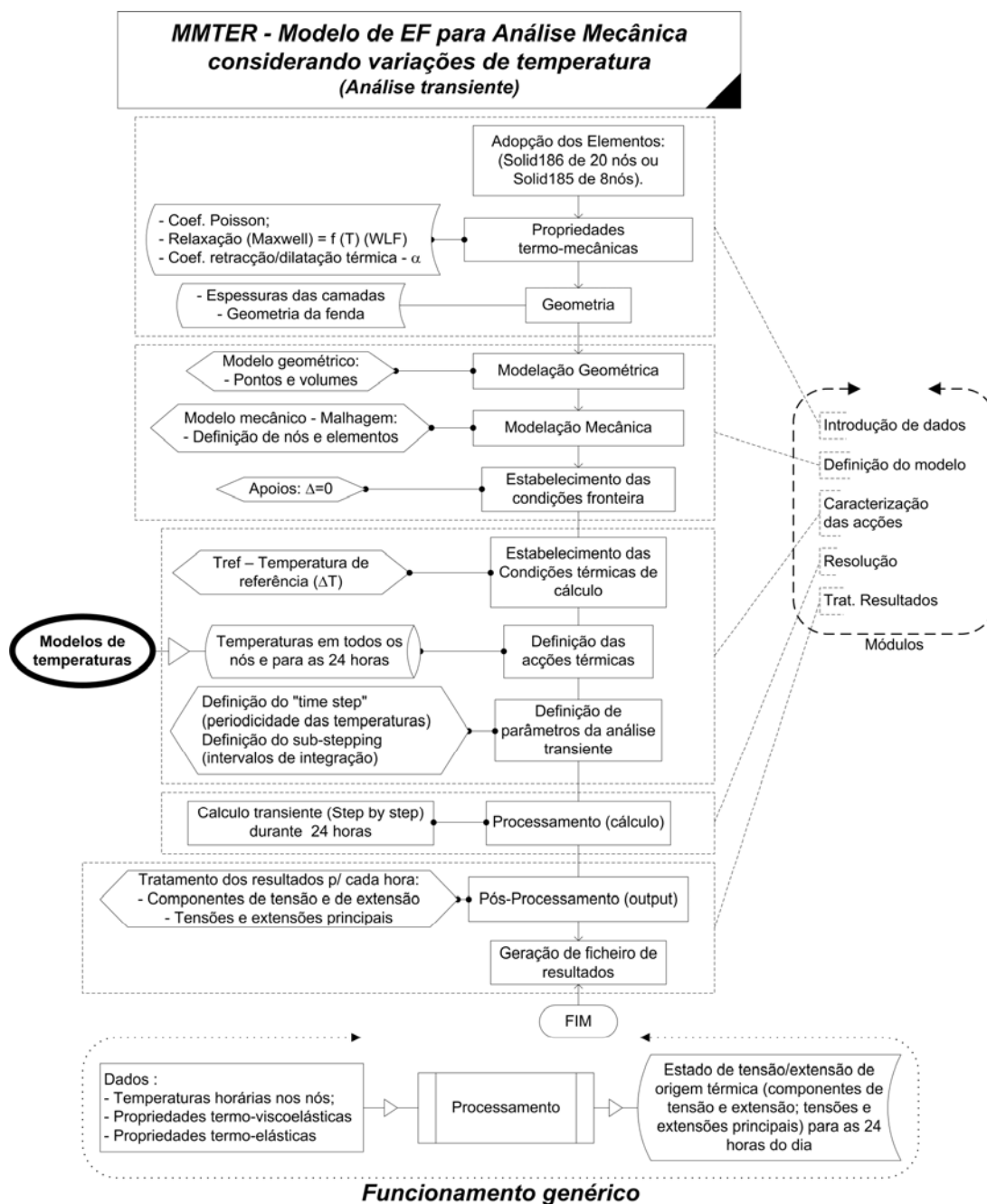


Figura 7.15 – Modelo mecânico considerando variações de temperatura

Os procedimentos envolvidos nesta fase de estudo iniciam-se com a utilização do ficheiro de resultados produzido pelo modelo MDTP, no sentido de caracterizar a principal solicitação térmica a que o pavimento vai estar sujeito no modelo MMTER. Os restantes procedimentos envolvidos nesta fase são realizados por este modelo.

Na análise numérica realizada pelo modelo MMTER inclui-se igualmente o efeito da relaxação das misturas betuminosas ao longo do tempo de carregamento (tempo de retracção), para além dos efeitos da fragilização do betume (aumento do módulo) com o arrefecimento. Estes efeitos

são caracterizados através da atribuição de propriedades viscoelásticas aos materiais que são associados às camadas do pavimento. O funcionamento do modelo MMTER baseia-se na simulação de ciclos de 24 horas de variações de temperatura, envolvendo a utilização da metodologia dos elementos finitos, com o objectivo de determinar o estado de tensão/extensão no domínio mecânico do pavimento resultante da retracção térmica, provocada exclusivamente pelas variações de temperatura.

#### **7.4.1. Modelo MMTER**

No modelo térmico MMTER a caracterização geométrica e mecânica do pavimento é a mesma do modelo de tráfego MMTRF, mantendo a mesma discretização, o mesmo número de nós e as mesmas condições fronteira, ou seja, mantendo o mesmo modelo geométrico e mecânico apresentado nas Figuras 7.8, 7.9, 7.10, 7.11 e 7.12.

Atendendo ao carácter viscoelástico do comportamento do pavimento perante as acções térmicas, o modelo térmico apresenta diferentes condições de processamento, relativamente ao modelo MMTRF, principalmente ao nível dos seguintes grupos de dados:

- solicitações;
- propriedades dos materiais;
- tipo de processamento – análise transiente (período de 24 horas).

#### ***Solicitações do modelo MMTER***

A definição das solicitações a aplicar no modelo térmico envolve o estabelecimento dos estados térmicos a que o pavimento vai estar sujeito, definidos para todo o domínio do pavimento, para cada hora do período de análise transiente.

Neste contexto são fornecidas ao modelo, para cada hora, entre as 14 h do dia anterior e as 14 h do dia actual, as temperaturas em todos os nós do domínio mecânico do pavimento, a partir dos ficheiros de temperaturas produzidos pelo modelo MDTP. A escolha do período de tempo indicado justifica-se pelo facto de este ser considerado como um período horário no qual existe a maior probabilidade de incluir um período de arrefecimento (decrécimo de temperaturas), ao qual se associa o fenómeno de retracção térmica.

Uma vez que os mecanismos envolvidos na reflexão de fendas com influência das variações de temperatura se baseiam essencialmente na retracção térmica, o parâmetro que mais influencia o fenómeno é o valor das variações de temperatura,  $\Delta T$  ( $\partial T/\partial t$ ), tal como se pode verificar nas expressões apresentadas no Capítulo 4. Os estados térmicos horários, por si só, não definem as variações de temperatura mas apenas estados térmicos. Assim, torna-se essencial estabelecer valores para uma temperatura de referência,  $T_{ref}$ , de modo a garantir a seguinte condição:

$$\Delta T = T_{ref} - T_i \quad (7.29)$$

para que se possa estabelecer a condição:

$$\varepsilon^{térmica} = \int_0^t \alpha(T) \Delta T dt \quad (7.30)$$

Para definição da temperatura de referência,  $T_{ref}$ , adoptou-se a maior temperatura ocorrida no período de tempo em análise, em toda a espessura do reforço, estabelecendo-se assim, para cada análise de 24 horas, uma temperatura de referência.

### ***Propriedades dos materiais no modelo MMTER***

No contexto apresentado, a acção térmica é considerada como um carregamento de longa duração, quando comparada com a acção do tráfego, o que exige a necessidade da consideração das propriedades termo-viscoelásticas das misturas betuminosas para a determinação do estado de tensão/extensão. Esta determinação contempla os fenómenos inerentes ao carregamento longo, ou seja, fenómenos de relaxação, ou fluência, das misturas betuminosas perante a retracção térmica. Deste modo, para este estudo consideraram-se as propriedades viscoelásticas determinadas experimentalmente e apresentadas nos capítulos anteriores.

As propriedades viscoelásticas das misturas envolvidas, orientada para a simulação numérica, foram caracterizadas numa perspectiva da formalização das funções kernel  $G(t)$  e  $K(t)$ , representadas por séries de Prony, que assumem a forma indicada nas Expressões 7.31 e 7.32. O número de elementos da série de Prony adoptados para representar o comportamento das misturas foi de três, conforme explanado no Capítulo 5. Assim são definidos 14 parâmetros constantes nas expressões de Prony, sendo sete relacionados com a expressão de corte e sete relacionados com a expressão volumétrica.

Para além desta caracterização e atendendo ao carácter térmico da simulação em estudo, procedeu-se igualmente a uma caracterização das propriedades das misturas betuminosas de acordo com as Expressões 7.31 e 7.32. Nesta caracterização considerou-se o princípio da simplicidade termo-reológica aplicável aos materiais adoptados, expressa pela aplicação do factor de escala  $A(T(t))$  de William-Landel-Ferry (WLF) (Expressão 7.33). As propriedades viscoelásticas das misturas adoptadas, obtidas através dos ensaios laboratoriais, conduziram ao estabelecimento dos parâmetros constantes na Tabela 7.7.

$$G = G_{\infty} + \sum_{i=1}^{n_G} G_i \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^G}\right) \quad (7.31)$$

$$K = K_{\infty} + \sum_{i=1}^{n_K} K_i \exp\left(-\frac{t}{\tau_i^K}\right) \quad (7.32)$$

$$\log_{10}(A(T(\tau))) = \frac{C_1(T - T_r)}{C_2 + T - T_r} \quad (7.33)$$

Tabela 7.7 – Propriedades viscoelásticas das misturas – parâmetros de Prony

	Parâmetros	Mistura com BMB	Mistura convencional
Parâmetros de corte	$K_{\infty}$	1.379E+01	2.807E+01
	$K_1$	5.623E+02	7.845E+02
	$K_2$	1.116E+02	2.598E+02
	$K_3$	2.390E+01	3.071E+01
	$\tau_1^K$	6.054E-02	5.853E-01
	$\tau_2^K$	1.474E+01	9.165E 00
	$\tau_3^K$	9.863E+03	9.922E+03
Parâmetros volumétricos	$G_{\infty}$	5.108E+00	1.039E+01
	$G_1$	2.091E+02	2.894E+02
	$G_2$	4.134E+01	9.445E+01
	$G_3$	8.852E+01	1.135E+01
	$\tau_1^G$	6.032E-02	5.991 E-01
	$\tau_2^G$	1.473E+01	9.489E+00
	$\tau_3^G$	9.862E+03	9.999E+03
WLF	$T_r$	1.384E+01	13.114544
	$C_1$	2.228E+07	2.557E+07
	$C_2$	1.438E+08	1.395E+08

O coeficiente de Poisson adoptado para cada uma das misturas foi de 0.35, à semelhança do modelo de tráfego MMTRF.

Sendo um dos objectivos do modelo MMTER tratar um fenómeno eminentemente de retracção térmica, o coeficiente de retracção térmica é um dos principais parâmetros a considerar no estudo. A realização de ensaios de retracção térmica livre conduziu à obtenção de um coeficiente de retracção térmica para cada tipo de mistura usada na simulação. Os coeficientes de retracção térmica adoptados neste estudo foram os apresentados na Tabela 7.8.

Tabela 7.8 – Coeficientes de retracção térmica das misturas betuminosas

Parâmetro	Mistura com BMB	Mistura convencional
$\alpha$	$4.268 \times 10^{-05}$	$3.542 \times 10^{-05}$

### ***Processamento do modelo MMTER***

A análise numérica realizada com o modelo MMTER, de avaliação do efeito das variações de temperatura, é do tipo transiente, em que o processamento se realiza em intervalos (de integração) ao longo do período de tempo de 24 horas, em que para cada hora, o estado térmico é caracterizado pela distribuição de temperaturas obtidas do modelo MDTP.

Neste modelo, a indução de um estado de tensão devido às variações de temperatura deve-se fundamentalmente ao fenómeno de retracção térmica. Para o presente estudo considerou-se um coeficiente de retracção térmica determinado experimentalmente.

Atendendo ao carácter viscoelástico do modelo realizou-se uma análise numérica do tipo transiente, com a integração do estado de tensão ao longo do período de tempo de 24 horas, de modo a que todo o período de arrefecimento fosse incluído no período considerado.

De modo idêntico aos procedimentos anteriores, o funcionamento do modelo MMTER conduz à geração de um ficheiro de resultados contendo todos os elementos definidores do estado de tensão/extensão resultantes das condições de carregamento para todas as horas que compreendem o período em análise.

#### 7.4.2. Combinação das acções do tráfego e das variações de temperatura

As análises numéricas realizadas pelos modelos de elementos finitos, de simulação da acção do tráfego (MMTRF) e de simulação da acção das variações de temperatura (MMTER), conduzem à obtenção das componentes de tensão ( $\sigma_i$ ,  $\tau_{ij}$ ) e de extensão ( $\varepsilon_i$ ,  $\gamma_{ij}$ ) para cada nó em estudo, para cada hora da simulação e para cada caso de carregamento.

Em cada modelo o processamento é realizado considerando um tempo de carregamento apropriado ao mecanismo em estudo (tráfego ou temperatura). Desta forma está a assumir-se que a mesma mistura betuminosa pode estar a apresentar respostas mecânicas (propriedades mecânicas) diferentes, consoante o mecanismo actuante, ou seja, para cada mecanismo o material exhibe um módulo correspondente ao tempo de carregamento associado ao mecanismo em análise.

Esta assunção corresponde a admitir que o pavimento, devido à ocorrência das variações de temperatura, encontra-se continuamente submetido a um determinado estado de tensão (afectado pelo fenómeno da relaxação) e, devido ao tráfego, passa a estar sujeito a um acréscimo instantâneo de tensão que se vai somar ao estado de tensão já existente.

Neste contexto, na análise do efeito da acção do tráfego considerou-se um comportamento elástico-linear, expresso através do módulo de deformabilidade associado a uma frequência de carregamento de 10 Hz. Este comportamento é consonante com as condições de avaliação experimental do comportamento à fadiga dos materiais consideradas no presente estudo, o qual constitui a base da avaliação da vida à reflexão de fendas.

Na análise do efeito das variações de temperatura, ao considerar-se um comportamento viscoelástico expresso pelo módulo de relaxação, ficou implícita a admissão de tempos de carregamento de valor muito elevado, comparativamente ao caso do carregamento do tráfego.

Os estados de tensão/extensão obtidos para este caso de carregamento apresentam, assim, ciclos de evolução muito diferentes dos admitidos para o carregamento do tráfego e muito diferentes dos considerados na avaliação experimental do comportamento à fadiga dos materiais consideradas no presente estudo.

Normalmente, verifica-se que as extensões associadas às variações de temperatura, ( $\varepsilon_{ij}^{tm}$  e  $\gamma_{ij}^{tm}$ ), resultantes duma avaliação baseada na viscoelasticidade, apresentam valores muito superiores às

extensões associadas ao tráfego,  $(\varepsilon_{ij}^{tr}$  e  $\gamma_{ij}^{tr})$ , apesar de os estados de tensão associados serem da mesma ordem de grandeza. Esta situação deve-se ao facto de os módulos de relaxação, associados ao carregamento térmico, serem de uma ordem de grandeza muito inferior aos associados ao tráfego.

A sobreposição directa destes estados de extensão, através da soma das componentes de extensão, associadas a cada nó e a cada carregamento, conduz a um estado de extensão que não pode ser utilizado num procedimento de avaliação da vida dum reforço por comparação com as leis de fadiga obtidas com carregamentos de muito curta duração (10 Hz).

Deste modo, para combinação dos efeitos dos dois tipos de carregamento, considera-se que devem ser somados estados de tensão que sejam ambos resultantes de carregamentos de muito curta duração (10 Hz).

Neste sentido, para a combinação da acção do tráfego com a acção das variações de temperatura, foi determinado um estado de extensão, designado por estado de extensão “elástico”  $(\varepsilon_{ij}^{tme}$  e  $\gamma_{ij}^{tme})$ , associado ao carregamento térmico, o qual se considera válido para combinação com o estado de extensão devido ao tráfego numa perspectiva de avaliação da vida do reforço utilizando leis de fadiga obtidas a 10 Hz.

Este estado de extensão foi deduzido a partir do estado de tensão instalado no reforço, resultante do carregamento térmico, considerando como características mecânicas as associadas ao carregamento de 10 Hz, ou seja, as características mecânicas adoptadas na avaliação do carregamento tráfego.

### ***Avaliação da combinação de acções***

A determinação do estado de extensão associado à sobreposição do efeitos do tráfego e das variações de temperatura segue a sequência apresentada na Figura 7.16. O processamento realizado pelos modelos MMTRF e MMTER produz, como resultado, os estados de tensão/extensão associados a cada carregamento, considerados individualmente.

Deste modo, a primeira operação após o processamento dos modelos MMTER e MMTRF consistiu na determinação, para cada nó activo do reforço, do estado de extensão “elástico”  $(\varepsilon_{ij}^{tme}$  e  $\gamma_{ij}^{tme})$ , associado à situação de carregamento das variações de temperatura.

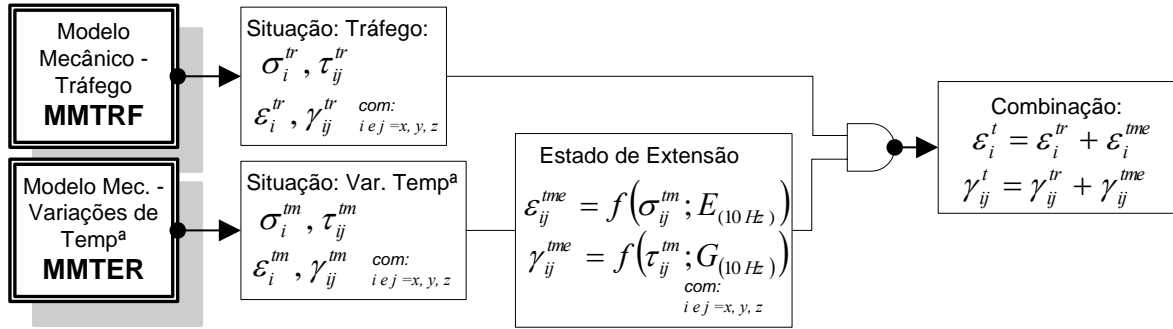


Figura 7.16 – Combinação das acções do tráfego e das variações de temperatura

Este estado de extensão foi deduzido a partir do estado de tensão obtido para o carregamento térmico e considerando as características mecânicas “elásticas” do reforço ( $E_{(10Hz)}$  e  $G_{(10Hz)}$ ), de acordo com as seguintes expressões:

$$\varepsilon_x^{tme} = \frac{\sigma_x^{tm}}{E_{(10Hz)}} - \frac{\nu \sigma_y^{tm}}{E_{(10Hz)}} - \frac{\nu \sigma_z^{tm}}{E_{(10Hz)}} \quad (7.34)$$

$$\varepsilon_y^{tme} = \frac{\nu \sigma_x^{tm}}{E_{(10Hz)}} - \frac{\sigma_y^{tm}}{E_{(10Hz)}} - \frac{\nu \sigma_z^{tm}}{E_{(10Hz)}} \quad (7.35)$$

$$\varepsilon_z^{tme} = \frac{\nu \sigma_x^{tm}}{E_{(10Hz)}} - \frac{\nu \sigma_y^{tm}}{E_{(10Hz)}} - \frac{\sigma_z^{tm}}{E_{(10Hz)}} \quad (7.36)$$

$$\gamma_{xy}^{tme} = \frac{\tau_{xy}^{tm}}{G_{(10Hz)}} \quad (7.37)$$

$$\gamma_{yz}^{tme} = \frac{\tau_{yz}^{tm}}{G_{(10Hz)}} \quad (7.38)$$

$$\gamma_{xz}^{tme} = \frac{\tau_{xz}^{tm}}{G_{(10Hz)}} \quad (7.39)$$

onde:  $G_{(10Hz)} = \frac{E_{(10Hz)}}{2(1+\nu)}$  = módulo de corte;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$  = componentes de extensão;

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$  = componentes de tensão;

$E_{(10Hz)}$  = módulo de rigidez;

$\nu$  = coeficiente de Poisson.

A combinação do efeito da acção do tráfego e das variações de temperatura foi realizada por sobreposição dos efeitos do estado de extensão de cada acção isoladamente, somando algebricamente os valores das componentes de extensão:

$$\varepsilon_i^t = \varepsilon_i^{tr} + \varepsilon_i^{tme} \quad (7.40)$$

$$\gamma_{ij}^t = \gamma_{ij}^{tr} + \gamma_{ij}^{tme} \quad (7.41)$$

Estas operações foram realizadas considerando os valores dos módulos obtidos para tempos de carregamento correspondentes a 10 Hz e para um valor médio da temperatura no reforço. Para além disso foi considerada a existência da isotropia dos materiais, ou seja,  $E_x = E_y = E_z = E$  e  $\nu_{xy} = \nu_{xz} = \nu_{yz} = \nu$ .

## 7.5. Avaliação do dano

A determinação dos estados de tensão/extensão, associados a cada solicitação e à sua combinação, constitui a etapa fundamental deste trabalho de modo a avaliar a resistência à reflexão de fendas dos reforços de pavimentos, mais concretamente em termos de dano horário que ocorre no reforço. Esta é uma indicação fundamental para o estudo da influência das variações de temperatura no fenómeno da reflexão de fendas.

No presente estudo, a avaliação do dano horário associado à reflexão de fendas é realizada com base na adopção da metodologia de concepção de reforços de pavimento proposta por Sousa *et al.* (2002). Para tal, para cada tipo de mistura betuminosa adoptado no reforço, para cada hora de análise, para cada tipo de eixo e para cada situação de carregamento, a avaliação do dano envolve as seguintes fases, de acordo com o esquema da Figura 7.17:

- determinação das extensões de Von Mises, com base no conhecimento do estado de extensão;
- determinação da extensão de Von Mises média na zona do reforço, acima da frente da fenda;
- determinação da vida previsível do reforço com base em leis de fadiga determinadas para cada tipo de mistura betuminosa usado na camada de reforço;
- determinação do dano ocorrido no reforço.

### 7.5.1. Avaliação da extensão de Von Mises

Conhecidas para cada caso de carregamento (tráfego, variações de temperatura ou tráfego + variações de temperatura) as componentes principais das extensões e das tensões nos nós, localizados na zona do reforço acima da frente da fenda, procedeu-se à determinação, para cada nó, das tensões e das extensões deviatórias de Von Mises.

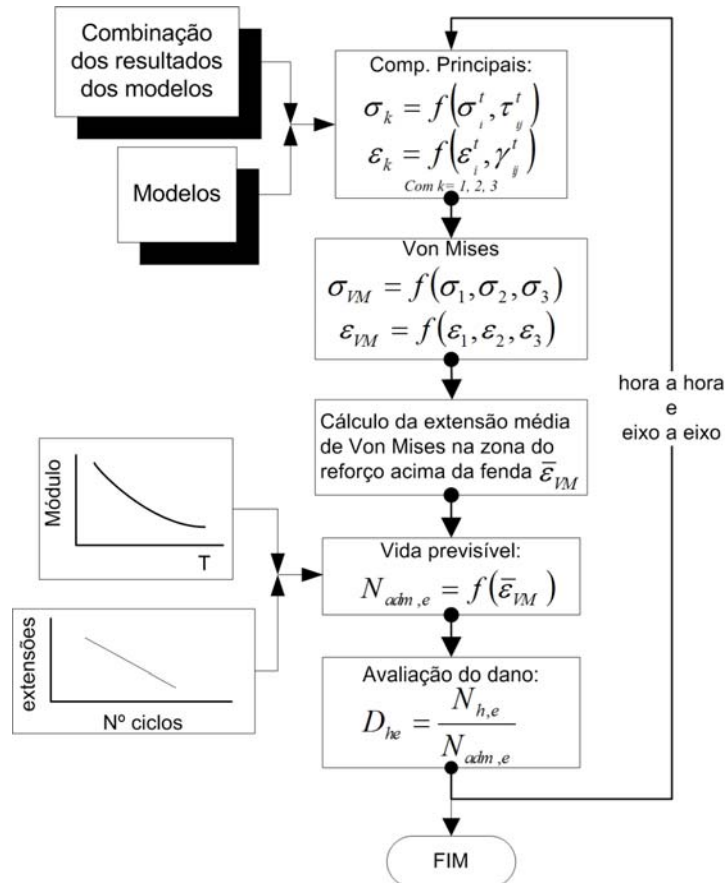


Figura 7.17 – Procedimentos para a determinação do dano associado a cada solicitação

O critério de cedência de Von Mises, também designado por "Shear Strain Energy Theory" (Rees, 2000) foi desenvolvido partindo de conceitos energéticos associados ao estado de “extensão” de um corpo, partindo do pressuposto que a energia total de extensão é composta pelas componentes dilatacional (volumétrica) e distorcional (de corte). A primeira componente depende das componentes hidrostáticas ( $\sigma_m$ ) do estado de tensão a que está submetido um corpo, enquanto que a segunda componente se deve às componentes de tensão remanescentes ( $\sigma_i - \sigma_m$ ).

O critério, empírico, de cedência de Von Mises assume que a cedência inicial deve ocorrer num ponto que experimente um estado de tensão tridimensional, quando a raiz quadrada da média das diferenças entre as tensões principais atinge o mesmo valor com que se atinge a cedência num

ensaio de tracção, caso em que as tensões principais são  $\sigma_1 = Y$ ,  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ . Desta forma, a tensão de Von Mises correspondente à situação última de cedência, que traduz o critério de Von Mises, é dada pela expressão seguinte:

$$\sqrt{\frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \sqrt{\frac{1}{3}[(Y - 0)^2 + (0 - 0)^2 + (0 - Y)^2]} \quad (7.42)$$

Desenvolvendo em ordem a Y, passa a apresentar a seguinte forma:

$$\sqrt{\frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \sqrt{\frac{2}{3}Y^2} = \sqrt{\frac{2}{3}} * Y \quad (7.43)$$

ou ainda:

$$\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = Y \quad (7.44)$$

A correspondente extensão de Von Mises pode ser calculada, por analogia, através da expressão:

$$\varepsilon_{VM} = \sqrt{\frac{1}{2}((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2)} \quad (7.45)$$

onde:  $\varepsilon_{VM}$  = extensão de Von Mises;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  = extensões principais.

Assim, para cada nó considerado, representado no esquema da Figura 7.18, foi calculada, para cada caso de carregamento, a tensão e a extensão de Von Mises através das expressões apresentadas. Com base nestes valores foi calculada a extensão de Von Mises média nos nós considerados, localizados na zona acima da fenda.

### 7.5.2. Avaliação da vida previsível do reforço de pavimento

A determinação da vida previsível do reforço, para cada caso de carregamento, é realizada a partir do uso de leis de fadiga, obtidas em ensaios de fadiga à flexão em quatro pontos, descritos no Capítulo 5. A determinação do número de eixos admissíveis em função das extensões verificadas baseia-se no cumprimento dos procedimentos constantes no esquema da Figura 7.19.

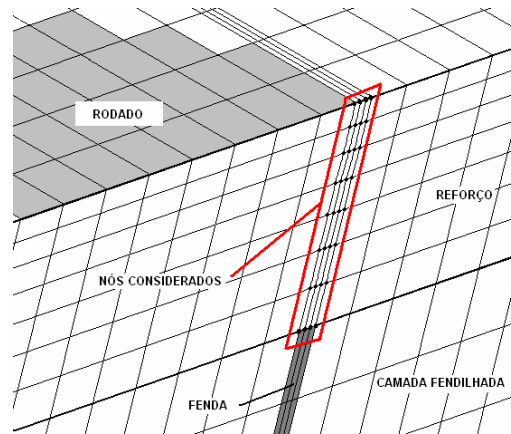


Figura 7.18 – Nós considerados para a avaliação da extensão média de Von Mises

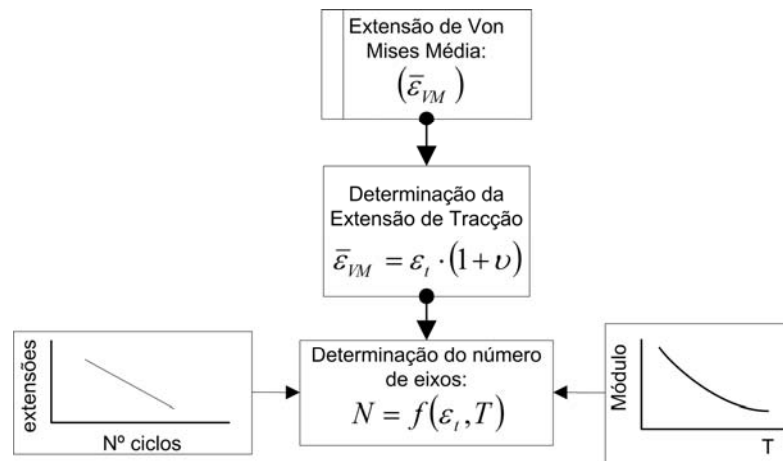


Figura 7.19 – Procedimentos de avaliação da vida previsível do reforço

Nesta avaliação relaciona-se a extensão de Von Mises com o número de eixos admissível, correspondente a uma redução de 50% do módulo inicial, situação considerada como de rotura por fadiga em ensaios em controlo de deformação. De acordo com o exposto no Capítulo 5, os resultados dos ensaios são estabelecidos na forma de uma relação entre a extensão de tracção,  $\epsilon_i$ , e o número de repetições de carga,  $N$ , do tipo:

$$N = f(\epsilon_i, T) \tag{7.46}$$

onde:  $\epsilon_i$  = extensão de tracção;

$T$  = temperatura;

$N$  = número de repetições de carga admissível.

Atendendo ao tipo de modelação do problema em estudo e tipo de resultados obtidos, houve a necessidade de relacionar as extensões de Von Mises com a extensão de tracção envolvida nos

ensaios de fadiga,  $\varepsilon_t$ . A metodologia empírico-mecanicista, proposta por Sousa *et al.* (2002), apresentada no Capítulo 3 e assumida em Minhoto *et al.* (2003), é baseada no uso dos resultados da fadiga à flexão em 4 pontos, sob condições de extensão controlada, considerando para tal a extensão de Von Mises,  $\varepsilon_{VM}$ , como parâmetro de controlo da reflexão de fendas.

Nestas condições, a extensão de Von Mises,  $\varepsilon_{VM}$ , é relacionada com a extensão de tracção,  $\varepsilon_t$ , usada nos referidos ensaios, através da expressão:

$$\varepsilon_{VM} = \varepsilon_t(1 + \nu) \quad (7.47)$$

onde:  $\nu$  = coeficiente de Poisson;

$\varepsilon_{VM}$  = extensão de Von Mises;

$\varepsilon_t$  = extensão de tracção referente aos ensaios de fadiga.

Assim, a expressão adoptada para a avaliação do número de eixos admissível, para cada tipo de eixo e para cada situação de carregamento, define-se como uma função da temperatura e da extensão de Von Mises:

$$N = f((\varepsilon_{VM}/(1 + \nu)), T) \quad (7.48)$$

onde:  $N$  = número de aplicações de carga;

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$\varepsilon_{VM}$  = extensão de Von Mises;

$T$  = temperatura.

Para relacionamento da resistência à reflexão de fendas com a extensão de Von Mises foi utilizada uma relação, assumindo a forma a seguir apresentada, inspirada na expressão de fadiga da Shell.

$$\varepsilon_{VM} = \left[ \left[ (a \times n) + b \right] \times E^c \times N^d \right] \times (1 + \nu) \quad (7.49)$$

onde:  $n$  = porosidade da mistura (%);

$E$  = rigidez da mistura, função da temperatura,  $T$ , expressa em (Pa);

$N$  = número de repetições de carga admissível;

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$a, b, c, d$  = parâmetros experimentais, adimensionais associados ao comportamento à fadiga das misturas.

Os parâmetros experimentais, utilizados para caracterizar o comportamento à fadiga das misturas betuminosas adoptadas no presente estudo, foram os apresentados na Tabela 7.9.

Tabela 7.9 – Parâmetros adimensionais para a expressão da fadiga

Tipo de material	a	b	c	d
Mistura convencional de desgaste	1.009	0.928	-0.337	-0.252
Mistura com betume modificado com borracha	1.957	0.926	-0.434	-0.144

### 7.5.3. Avaliação do dano horário

Conhecido o número de eixos admissíveis, determinado para cada hora de acordo com o procedimento anterior, e conhecido o número de eixos observados, através das contagens de tráfego para as mesmas horas em análise, pode ser obtido um rácio de resistência que se gasta em cada hora, normalmente designado por dano, cuja expressão pode apresentar a seguinte forma:

$$D_{h,e} = \frac{N_{h,e}}{N_{adm,h,e}} \quad (7.50)$$

onde:  $D_{h,e}$  = dano horário do eixo  $e$ , durante a hora  $h$ ;

$N_{h,e}$  = número de passagens de um eixo  $e$  observados na hora  $h$ ;

$N_{adm,h,e}$  = número de passagens admissíveis, de um eixo  $e$ , para as condições da hora  $h$ .

Assim, são obtidos, para a mesma hora de análise, um número de parcelas de “dano” correspondente ao número de tipos de eixos considerados. O dano total horário é obtido a partir da soma de todas as parcelas de dano obtidas para a hora  $h$ , de acordo com a seguinte expressão:

$$D_h = \sum_{e=1}^{n_e} D_{h,e} \quad (7.51)$$

onde:  $n_e$  = número de tipos de eixos considerados;

$D_h$  = dano total horário, para todos os eixos considerados;

$D_{h,e}$  = dano horário do eixo  $e$ , durante a hora  $h$ .

### 7.6. Análise de resultados

A simulação realizada sob as condições enunciadas permitiu obter um conjunto de resultados que serão analisados sob diversos pontos de vista, nomeadamente:

- análise em termos da relação entre o estado de tensão, representado pela tensão de Von Mises, e o estado térmico no reforço, representado pela sua temperatura média;
- análise em termos da relação entre o estado de extensão, representado pela extensão de Von Mises, e o estado térmico no reforço, representado pela sua temperatura média;
- análise do dano associado às situações de carregamento adoptadas no estudo.

### **7.6.1. Relação entre o estado térmico e o estado de tensão no reforço**

Para o estudo da relação entre estado térmico e o estado de tensão no reforço realizou-se uma análise do efeito da temperatura no estado de tensão do reforço, quer considerando a sua actuação conjunta com carregamento do tráfego quer considerando o seu efeito no carregamento das variações temperatura.

A actuação de cada mecanismo no reforço do pavimento reflecte-se no estado de tensão resultante e, como tal, o estado de tensão de Von Mises constitui assim uma base de avaliação da influência de cada um daqueles mecanismos no comportamento do reforço à reflexão de fendas.

#### ***Evolução horária das tensões de Von Mises com o estado térmico do pavimento***

Na Figura 7.20 apresenta-se graficamente uma relação horária para dias frios (neste caso entre 19/01 e 22/01) e para o reforço com mistura betuminosa com BMB, entre a evolução da temperatura média no reforço e o seu estado de tensão de Von Mises, para as seguintes situações de carregamento: aplicação da carga dum rodado duplo dum eixo padrão de 130 kN e a aplicação de variações de temperatura.

Na Figura 7.21 apresenta-se a relação horária, para dias frios, entre a evolução da temperatura média no reforço e o seu estado de tensão de Von Mises, para o caso do reforço ser constituído por uma mistura convencional.

Pela análise destas figuras constata-se, em primeiro lugar, que a variação horária do estado térmico do reforço apresenta uma influência significativa na variação do seu estado de tensão de Von Mises, representado pela tensão de Von Mises média na zona do reforço sobre a fenda. Nestas figuras verifica-se que, à medida que a temperatura média no reforço baixa (ocorrência de arrefecimento), o estado de tensão horário para qualquer dos casos aumenta, como resultado da

retracção térmica e da variação das propriedades mecânicas do reforço. Esta ocorrência verifica-se qualquer que seja a mistura betuminosa de que é constituído o reforço.

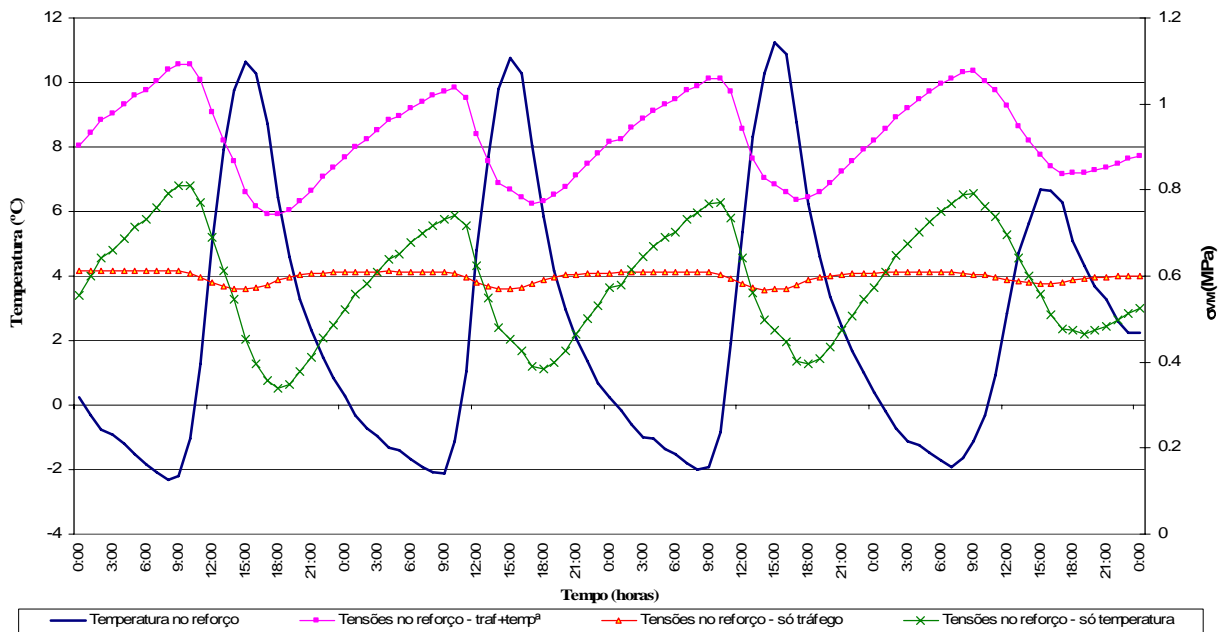


Figura 7.20 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura, em dias frios e no reforço em mistura betuminosa com BMB

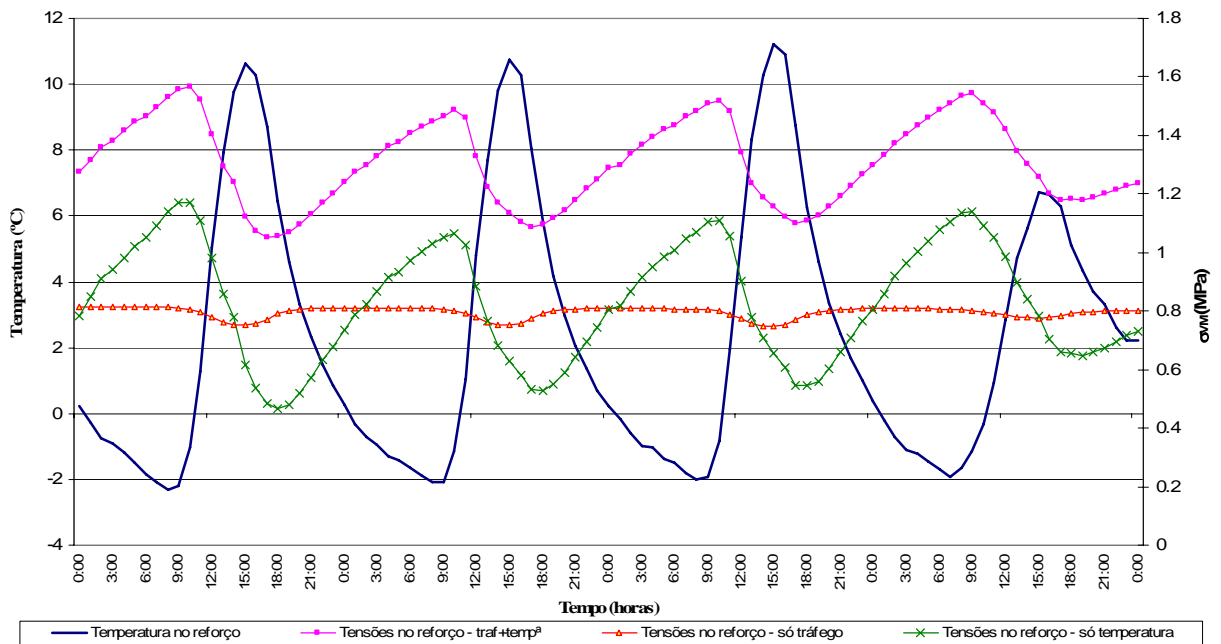


Figura 7.21 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura em dias frios e no reforço em mistura convencional

A influência das variações de temperatura no estado de tensão do reforço verifica-se para qualquer situação de carregamento, seja na actuação isolada do tráfego seja na actuação combinada do tráfego com as variações de temperatura.

O efeito das variações de estado térmico do pavimento reflecte-se mais acentuadamente na situação de carregamento exclusivo das variações de temperatura do que na situação de carregamento exclusivo do tráfego. Verifica-se ainda que o estado de tensão no reforço devido à acção exclusiva das variações de temperatura se assemelha ao exibido pelo carregamento total (tráfego + variações de temperatura).

A menor influência das variações de temperatura observada no estado de tensão provocado exclusivamente devido ao tráfego, prende-se com o facto de, na avaliação do estado de tensão no reforço resultante da acção exclusiva do tráfego, o efeito das variações de temperatura se fazer apenas sentir ao nível da afectação das propriedades dos materiais, que têm menor impacto que a retracção térmica.

No caso da situação de carregamento de variações de temperatura, o estado térmico do pavimento actua por intermédio de dois mecanismos: afectação das propriedades dos materiais e actuação por retracção térmica.

Em qualquer situação de carregamento pode constatar-se um ligeiro desfasamento entre a ocorrência do estado térmico no pavimento e a ocorrência do estado de tensão, o qual se deve não só ao carácter transiente da evolução térmica do pavimento como também ao carácter viscoelástico do comportamento do pavimento.

Na Figura 7.22 apresenta-se o estado de tensão no reforço, associado às mesmas situações de carregamento analisadas acima, considerando os dois tipos de materiais adoptados. Nesta figura verifica-se que, em termos de estado de tensão, a situação em que o reforço de pavimento é constituído por mistura betuminosa com BMB, conduz, para qualquer tipo de carregamento, a um estado de tensão inferior ao estado de tensão instalado no reforço constituído por mistura betuminosa convencional, confirmando as expectativas indicadas no início deste trabalho.

Na Figura 7.23 apresenta-se um gráfico que expressa a relação horária, para dias quentes (entre 01/07 e 07/07) e para o reforço com BMB, entre a evolução da temperatura média no reforço e o estado de tensão de Von Mises, para as mesmas situações de carregamento em dias frios.

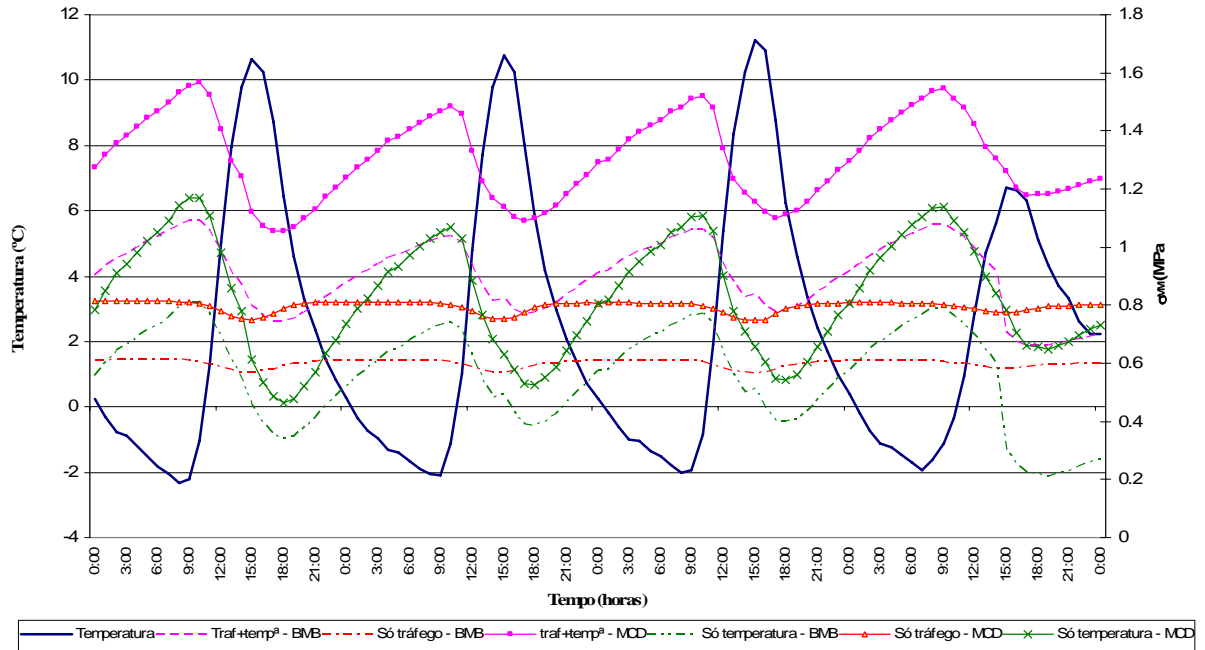


Figura 7.22 – Evolução das tensões de Von Mises com a temperatura, para os dois tipos de materiais e para dias frios

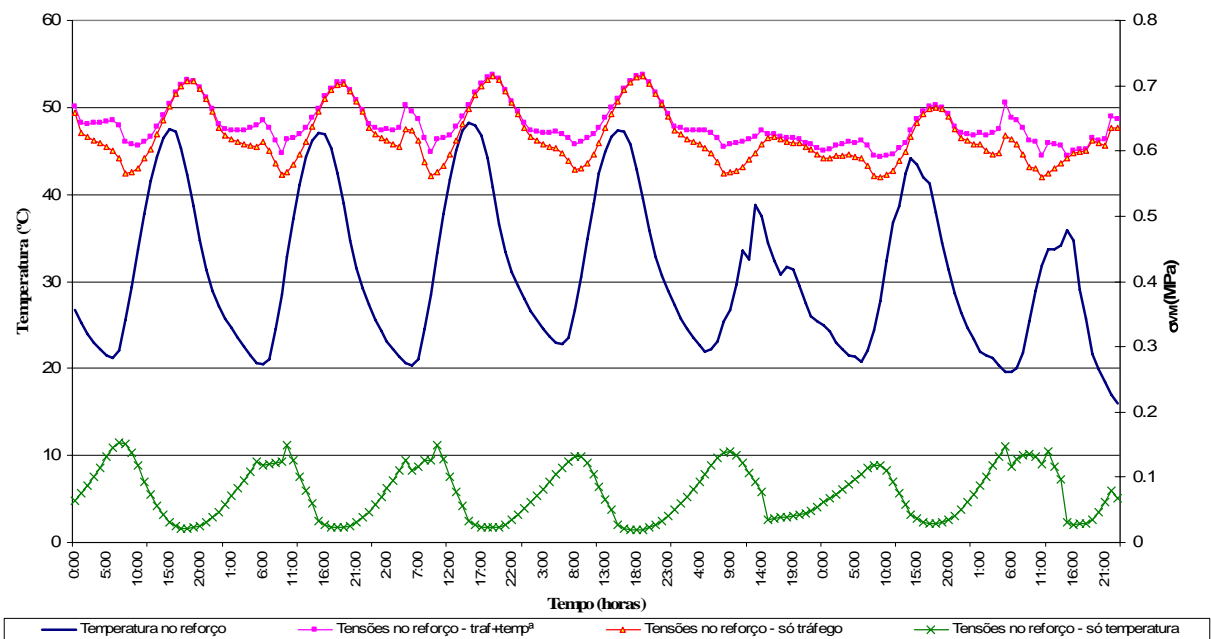


Figura 7.23 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura, em dias quentes e no reforço em mistura betuminosa com BMB

Na Figura 7.24 apresenta-se a relação horária, para dias quentes, entre a evolução da temperatura média no reforço e o seu estado de tensão de Von Mises, para o caso do reforço ser constituído por uma mistura convencional.

Da análise das Figuras 7.23 e 7.24 verifica-se que a amplitude da variação térmica do reforço é maior nos dias quentes que nos dias frios. Apesar disso, verifica-se que a variação horária do estado térmico do reforço nos dias quentes apresenta uma influência menor no estado de tensão no reforço que nos dias frios.

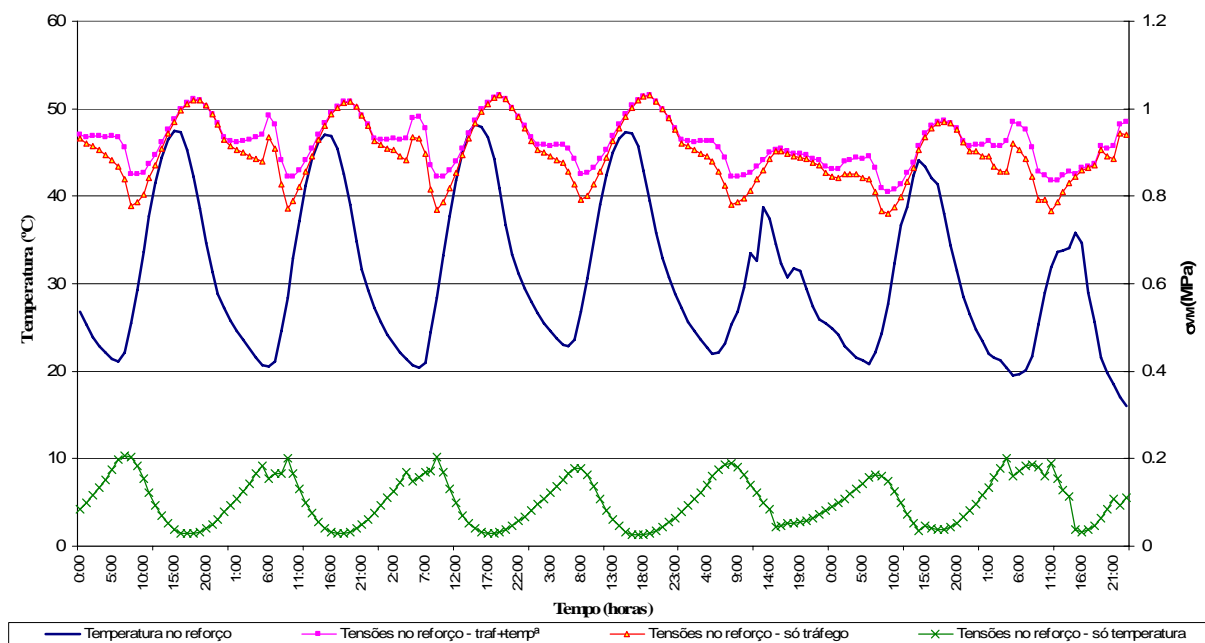


Figura 7.24 – Variação das tensões de Von Mises com a temperatura, em dias quentes e no reforço em mistura convencional

A confirmar este facto, constata-se que a tensão de Von Mises para a situação de carregamento total (tráfego+variações de temperatura) assume valores muito próximos da tensão de Von Mises resultante da actuação isolada do tráfego, à medida que o estado de tensão associado exclusivamente às variações de temperatura assume valores muito menores que nos dias frios. Isto deve-se ao facto de, para temperaturas mais altas no reforço, a capacidade de relaxação das tensões é maior que na situação de ocorrência de baixas temperaturas.

Na Figura 7.25 apresenta-se o estado de tensão no reforço, associado às situações de carregamento anteriormente analisadas e considerando os dois tipos de materiais em estudo. Nesta figura verifica-se que em dias quentes, em termos de estado de tensão, a situação em que o reforço de pavimento é constituído por mistura betuminosa com BMB, conduz, para qualquer um dos tipos de carregamento, a um estado de tensão inferior ao estado de tensão instalado no

reforço constituído por mistura betuminosa convencional, tal como se constatou para o caso do carregamento em dias frios.

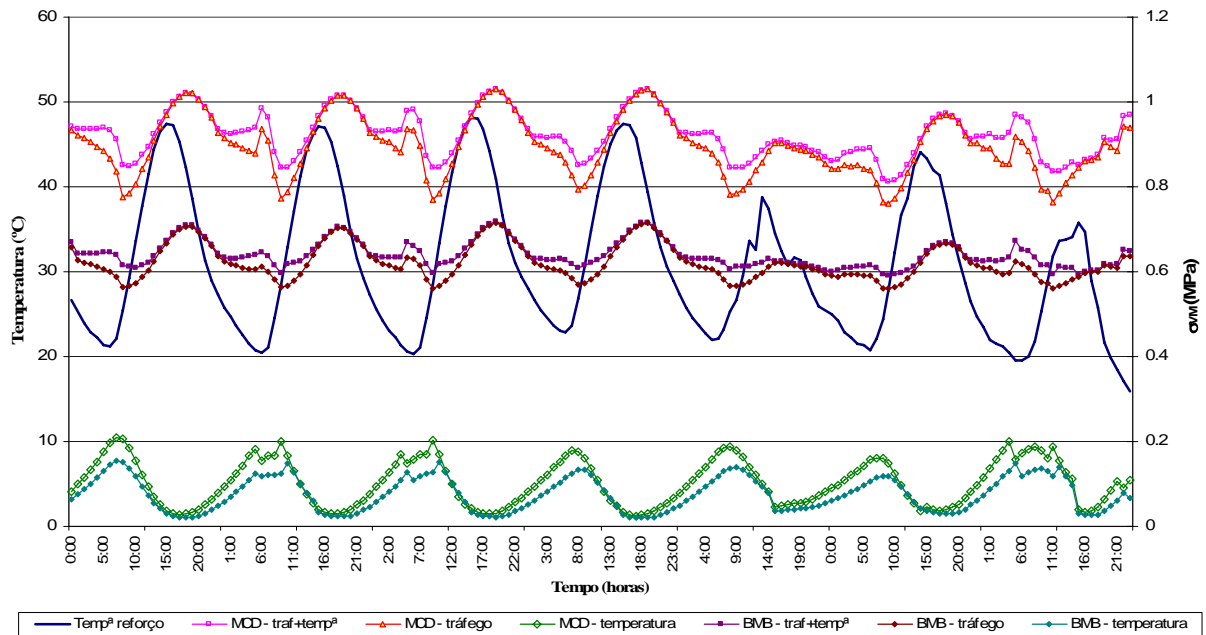


Figura 7.25 – Evolução das tensões de Von Mises com a temperatura, para os dois tipos de materiais e para dias quentes

***Evolução anual das tensões de Von Mises com o estado térmico do pavimento***

Na Figura 7.26 está representada a evolução anual das tensões de Von Mises resultantes do efeito da acção do tráfego e do efeito do carregamento total (tráfego + variações de temperatura) no reforço em mistura betuminosa com BMB. Da análise desta figura podem constatar-se alguns aspectos a realçar e que vão de encontro ao resultado expectável do estudo que se realizou. Numa primeira abordagem constata-se existirem dois períodos de tempo tipificáveis, em que a representação do efeito das acções assume aspectos diferenciados, nomeadamente:

- período até meio do mês de Maio e o período a partir do mês de Setembro, período de tempo coincidindo com os meses de Inverno e com os períodos mais frios da Primavera e do Outono (período A);
- período compreendido entre meio do mês de Maio e o início do mês de Setembro (período B), coincidindo com um período de Verão e com o período mais quente da Primavera.

De uma forma global, com base na Figura 7.26, constata-se que as tensões de Von Mises apresentam valores mais altos durante os meses frios do ano, coincidente com o período A de análise, e devem-se sobretudo ao efeito das variações de temperatura.

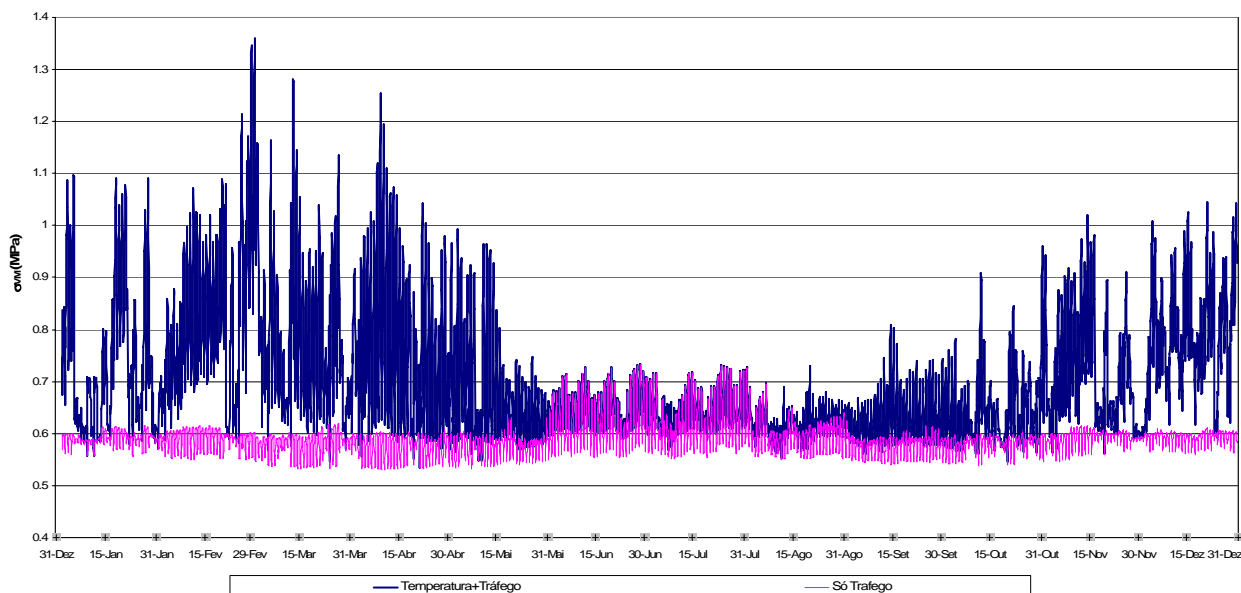


Figura 7.26 – Tensões de Von Mises no reforço em BMB, ao longo do ano, resultantes das acções do tráfego (130 kN) e do carregamento total

No período A constata-se existir uma clara distinção entre o efeito da actuação isolada da carga do eixo-padrão de 130 kN e o efeito da actuação conjunta desta carga com as variações de temperatura (carregamento total). Neste período verifica-se que o efeito das variações de temperatura conduz a estados de tensão de Von Mises maiores que os estados de tensão de Von Mises provocados pela acção do tráfego. Esta constatação pode também ser efectuada através da análise das Figuras 7.20, 7.21 e 7.22, referidos a um período de tempo mais curto e localizado no período A.

No período B, a acção do tráfego conduz a estados de tensão idênticos (ou com o mesmo nível de tensões de Von Mises) que os estados de tensão totais. Desta constatação pode depreender-se que, durante os meses quentes do ano o efeito das variações de temperatura conduz a resultados idênticos aos da consideração apenas do tráfego.

No período A, que é coincidente com os meses mais frios do ano, o efeito do carregamento total conduz a estados de tensão mais graves (maiores) que a consideração isolada do efeito do

tráfego. Nestes períodos a consideração do efeito das variações de temperatura conjugadas com o tráfego constitui a situação de carregamento que poderá conduzir à situação mais desfavorável de carregamento do reforço.

Considerando apenas a acção exclusiva do tráfego verifica-se que esta conduz a estados de tensão mais gravosos (mais desfavoráveis) para condições de carregamento típicas do período B, de meses quentes, do que para condições de carregamento térmico ocorridas no período A, caracterizada pelos meses frios. À medida que a carga do eixo considerado é maior reduz-se a influência do efeito das variações de temperatura, principalmente nos meses quentes. Conclusões semelhantes podem ser obtidas para o reforço com mistura convencional, como se observa na Figura 7.27.

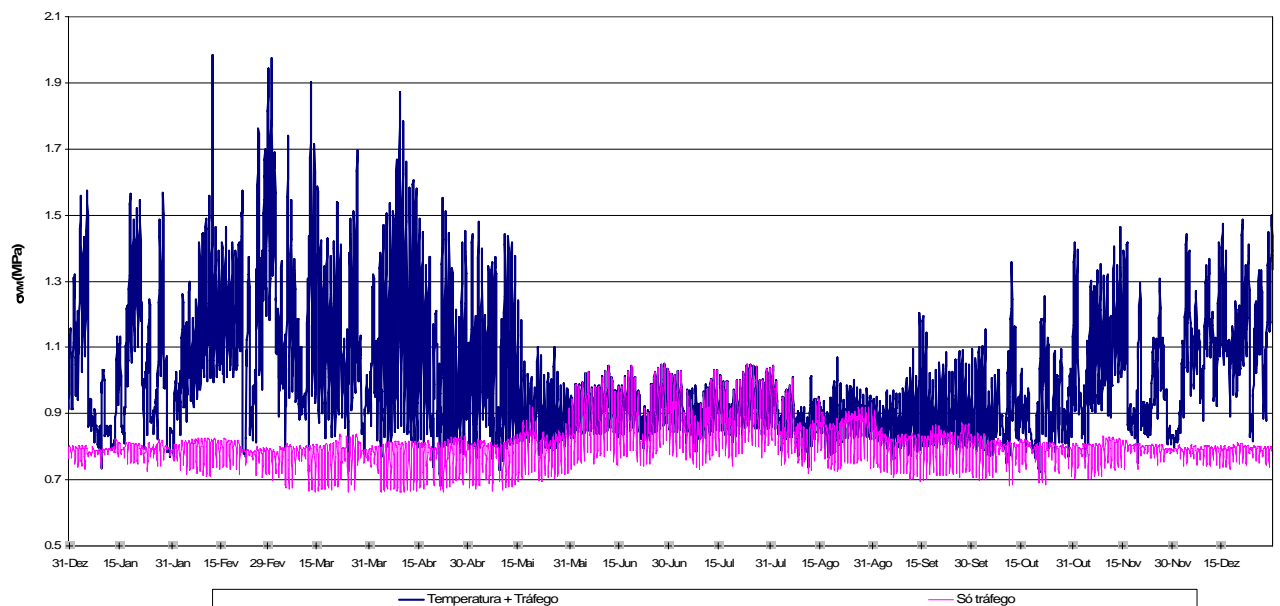


Figura 7.27 – Tensões de Von Mises no reforço em mistura convencional, ao longo do ano, resultantes das acções do tráfego (130 kN) e do carregamento total

Considerando a Figura 7.28, para o caso de um reforço em mistura com BMB, e a Figura 7.29, para o caso de um reforço em mistura convencional, pode verificar-se que para um eixo de 24.5 kN o efeito das variações de temperatura é sempre superior ao efeito do tráfego.

Para o caso da consideração de um eixo de 196 kN o seu efeito é superior ao efeito das variações de temperatura, principalmente nos meses quentes. Para qualquer do tipo de eixo considerado, as tensões de Von Mises obtidas para um reforço com mistura com BMB são sempre inferiores às

obtidas para um reforço em mistura convencional, podendo concluir-se que as misturas com BMB exibem maior capacidade de relaxação de tensões.

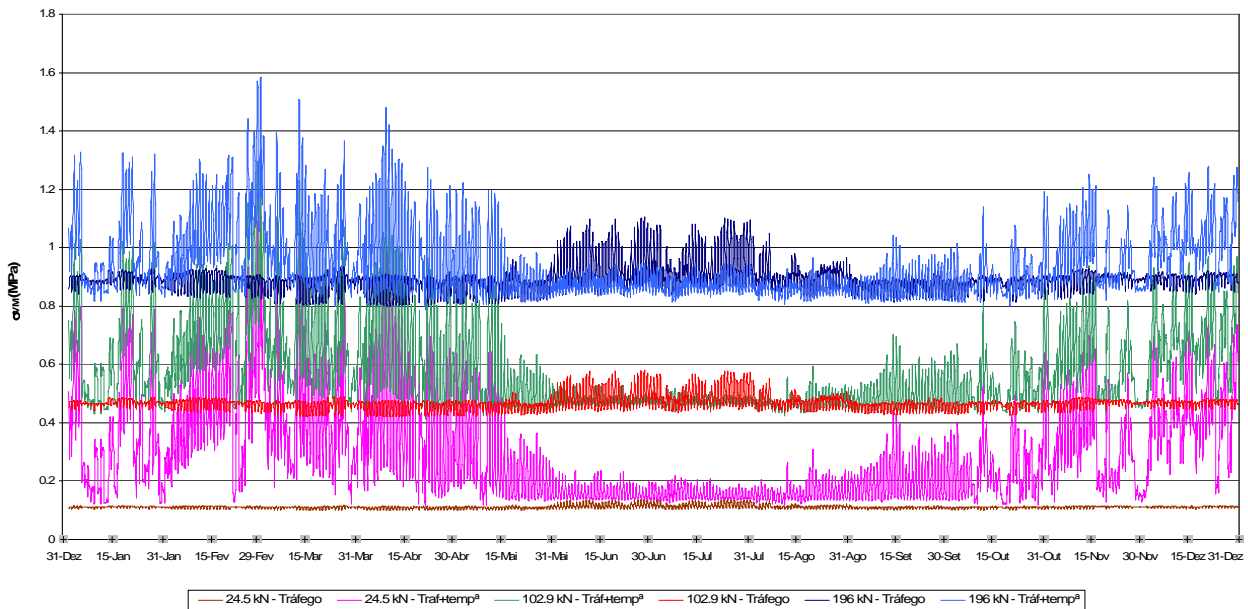


Figura 7.28 – Tensões de Von Mises num reforço constituído por uma mistura com BMB resultantes das acções de várias cargas por eixo consideradas

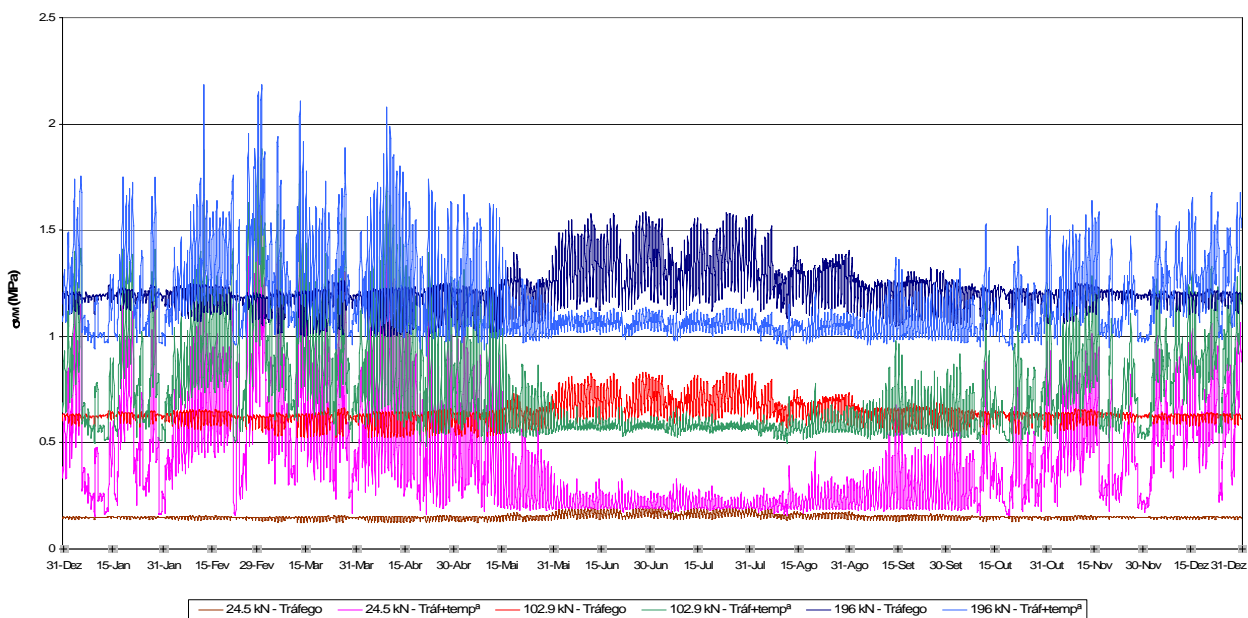


Figura 7.29 – Tensões de Von Mises num reforço constituído por uma mistura convencional, resultantes das acções de várias cargas por eixo consideradas

Todas as constatações aqui apresentadas para um pavimento com um reforço constituído por uma mistura com BMB são válidas para a situação do mesmo pavimento reforçado com uma mistura convencional. Durante o período A e para a actuação do eixo de maior carga, 196 kN, existem períodos do dia em que o efeito das acções do tráfego é superior ao efeito do carregamento total. Quando se considera o eixo menos pesado, de 24.5 kN, o efeito do carregamento total é sempre superior ao efeito do tráfego, o mesmo acontecendo para um eixo padrão de 130 kN.

### **7.6.2. Relação entre o estado térmico do pavimento e a extensão de Von Mises**

A avaliação do estado de tensão realizada anteriormente conduz à compreensão da actuação dos diversos mecanismos envolvidos no fenómeno em estudo. No entanto, numa perspectiva de avaliação da resistência do reforço às condições de carregamento, essa abordagem não é considerada. Normalmente a avaliação da resistência de um reforço às condições de carregamento do tipo das expostas é realizada com base numa avaliação da sua vida previsível.

Como já se referiu no presente trabalho, para efeito de avaliação da vida previsível de um reforço, no presente estudo recorre-se às relações, extraídas de ensaios de fadiga, entre o número de eixos admissíveis e o nível de extensão de Von Mises média que ocorre no reforço, na zona acima da fenda. Assim interessa avaliar a evolução da extensão de Von Mises média ( $\epsilon_{VM}$ ) com o tempo, ou seja, com a evolução das variações de temperatura e com o tráfego.

#### ***Evolução horária das extensões de Von Mises com o estado térmico do pavimento***

Neste contexto, realiza-se uma análise do efeito das variações de temperatura, contempladas em cada solicitação considerada, no estado de extensão no reforço. Esta análise realiza-se também numa perspectiva de concluir sobre a influência que cada solicitação assume na avaliação da vida à reflexão de fendas. Nas Figuras 7.30 e 7.31 é apresentada a evolução da extensão de Von Mises com as variações de temperatura, em dias tipicamente frios.

Analisando estas figuras verifica-se uma dependência da evolução do estado de extensão de Von Mises com as variações de temperatura, reflectindo-se esta dependência, quer no efeito do tráfego quer no efeito conjunto das variações da temperatura e do tráfego. A tendência de

evolução das extensões de Von Mises para as situações de carregamento apresentadas nestes gráficos, acompanha a evolução do estado térmico do reforço, quer para mistura convencional quer para a mistura com BMB.

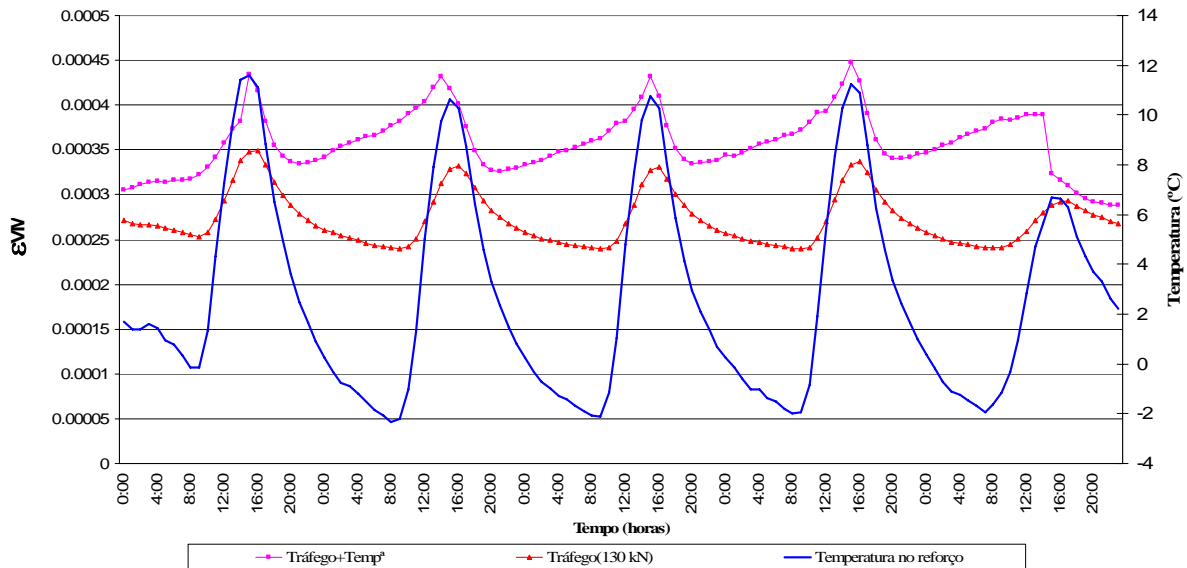


Figura 7.30 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias frios, no reforço em mistura com BMB

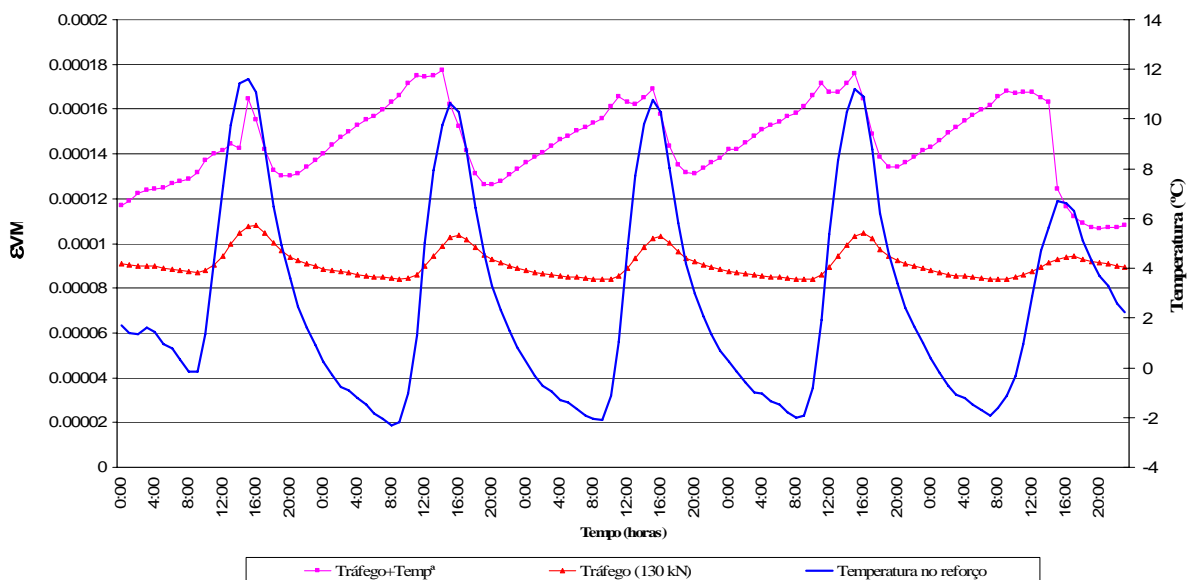


Figura 7.31 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias frios, no reforço em mistura convencional

A evolução das extensões de Von Mises, com a temperatura no reforço, resultante exclusivamente da acção das variações de temperatura, apresenta uma tendência contrária à evolução daquelas, conforme se pode constatar na Figura 7.32, para o caso do reforço em BMB. À medida que a temperatura baixa a extensão de Von Mises aumenta, constatando-se igualmente este facto para o caso do reforço em mistura convencional, conforme se verifica na Figura 7.33.

Em ambas figuras pode ainda constatar-se que, nos dias frios, os valores das extensões de Von Mises, devido exclusivamente às variações de temperatura, apresentam valores da ordem de grandeza das extensões devido ao tráfego. Este facto constitui um motivo para que as variações de temperatura sejam consideradas num processo de concepção de reforços de pavimentos.

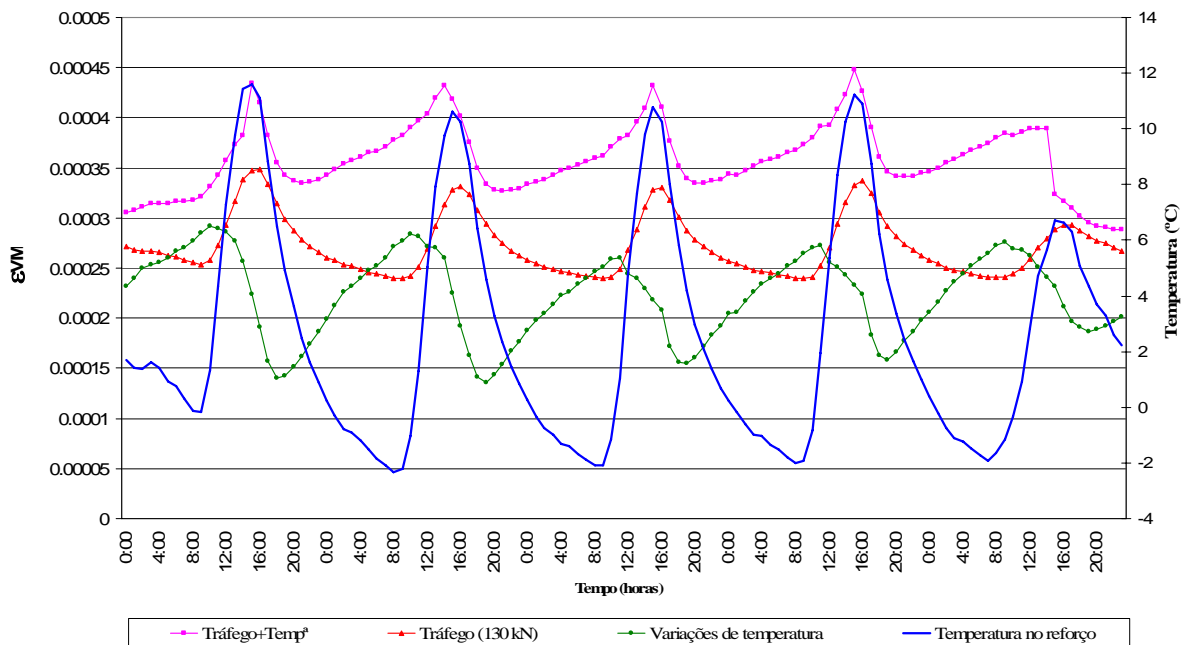


Figura 7.32 – Extensões de Von Mises associadas às variações de temperatura, em dias frios, no reforço em mistura com BMB

Nas Figuras 7.34 e 7.35 é apresentada a evolução da extensão de Von Mises com as variações de temperatura, em dias tipicamente quentes. Analisando estas figuras, verifica-se existir uma influência da temperatura na evolução do estado de extensão de Von Mises principalmente no caso da acção ao tráfego, sendo esta influência expressa principalmente nas variações do módulo de rigidez com a temperatura.

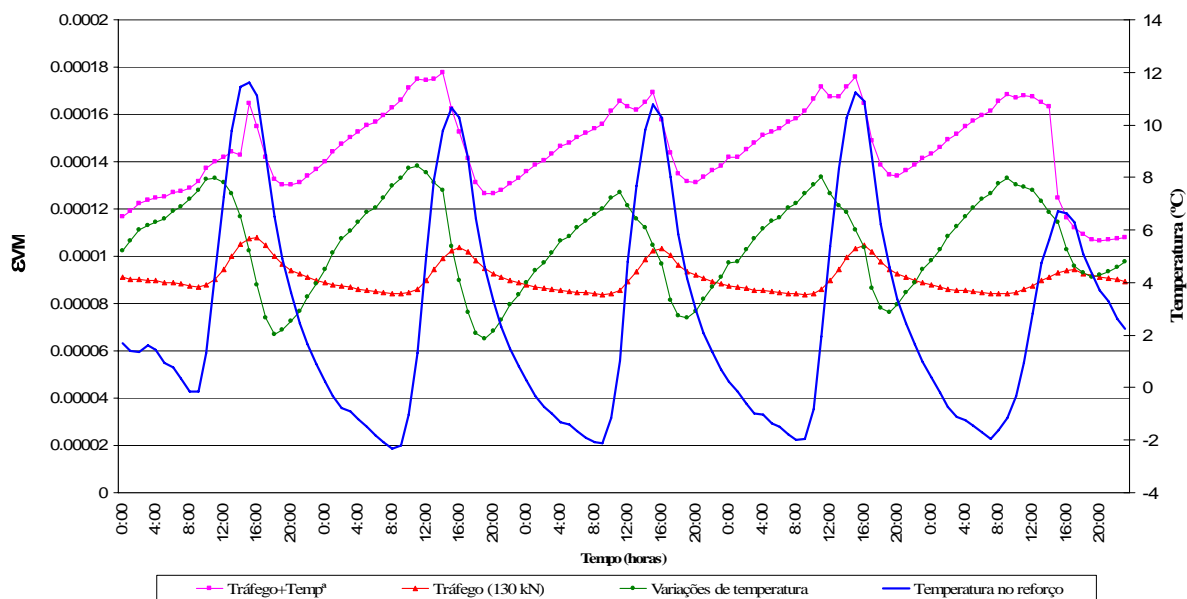


Figura 7.33 – Extensões de Von Mises devido às variações de temperatura, em dias frios, no reforço em mistura convencional

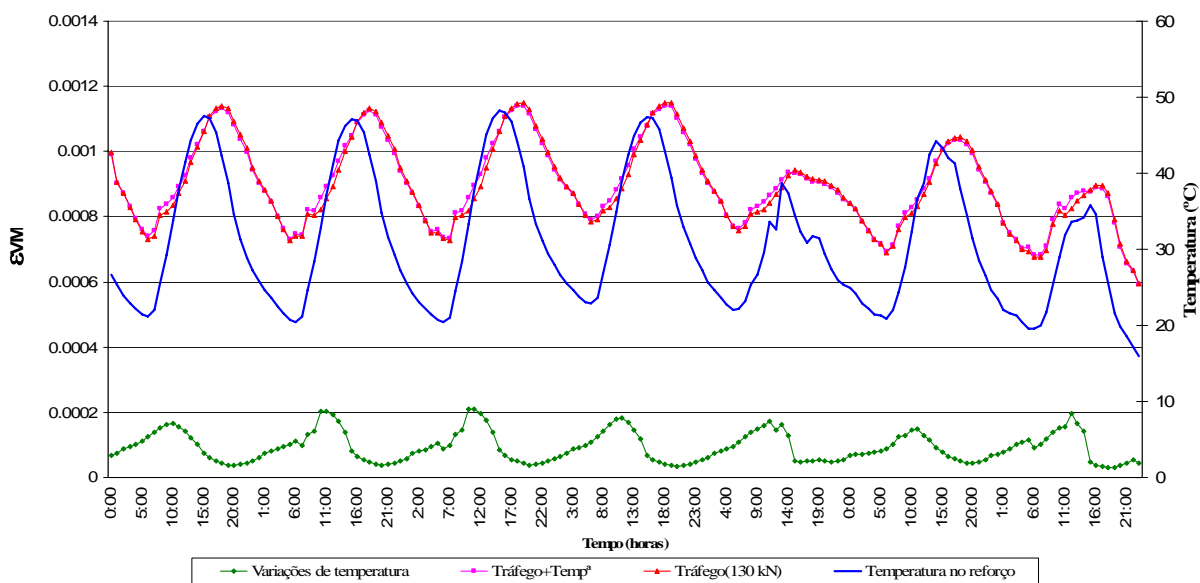


Figura 7.34 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias quentes, no reforço em mistura com BMB

No que diz respeito à acção das variações de temperatura verifica-se que a sua expressão no estado de extensão total no reforço em mistura com BMB é quase nula o que conduz a que exista uma quase coincidência dos valores das extensões devido ao tráfego com os valores das extensões devido ao carregamento total.

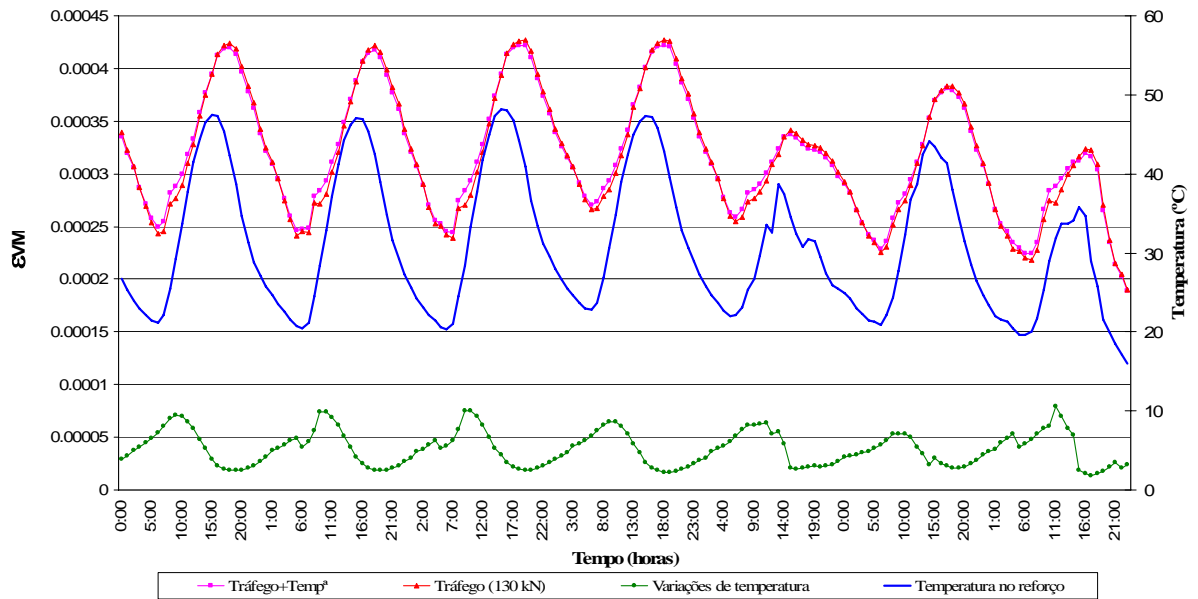


Figura 7.35 – Variação da extensão de Von Mises com a temperatura, para dias quentes, no reforço em mistura convencional

No caso do reforço com mistura convencional, o estado de extensão devido às variações de temperatura, não sendo quase nulo, apresenta-se com valores mais baixos comparativamente aos restantes casos de carregamento, verificando-se que os estados de extensão associados ao tráfego e ao carregamento total são quase coincidentes.

### *Evolução anual das extensões de Von Mises com o estado térmico do pavimento*

Considerando a evolução anual das extensões de Von Mises, através da Figura 7.36, para o reforço em mistura com BMB, e da Figura 7.37, para reforço em mistura convencional, verifica-se que as constatações efectuadas para a evolução do estado de tensão se mantêm para o estado de extensão.

Verifica-se que no período A a situação de carregamento total (tráfego+variações de temperatura) condiciona o comportamento do pavimento, exibindo extensões de Von Mises de maior valor relativamente à situação do tráfego. Neste período verifica-se que o estado de extensão devido exclusivamente às variações de temperatura apresenta valor superior ao verificado no período quente do ano (período B).

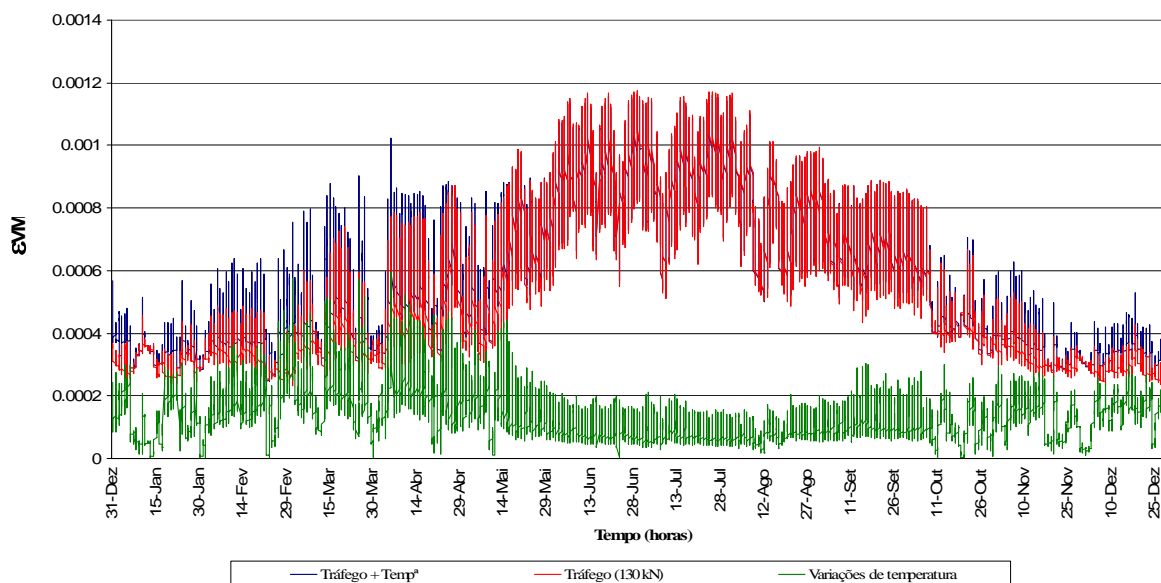


Figura 7.36 – Extensões de Von Mises anuais no reforço em mistura com BMB

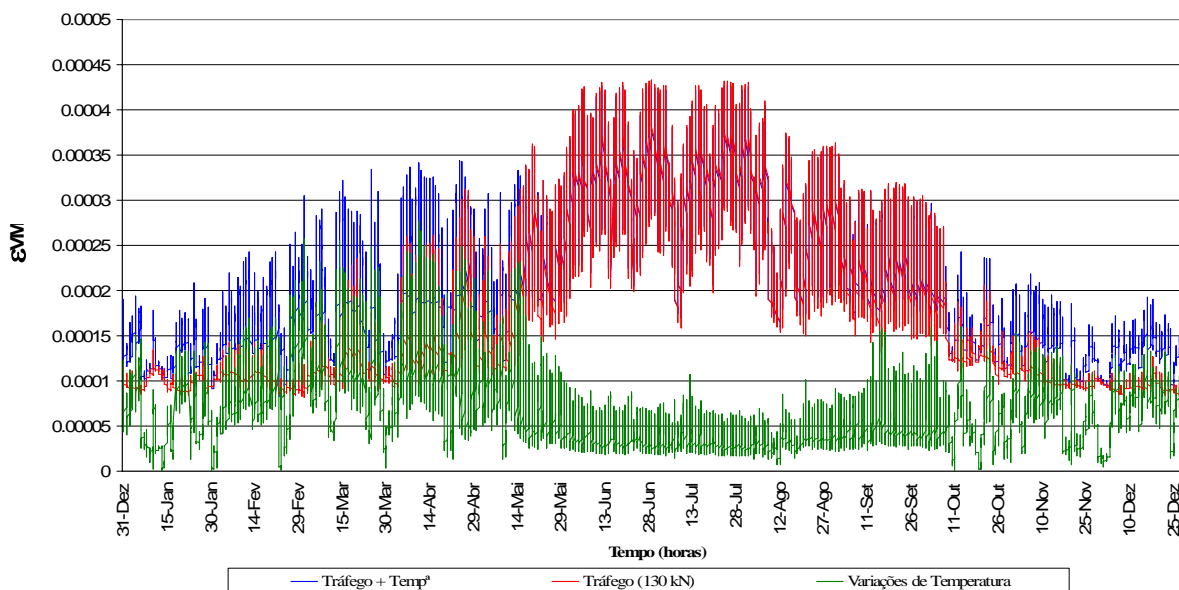


Figura 7.37 – Extensões de Von Mises anuais no reforço em mistura convencional

Para o período B constata-se que a situação de carregamento do tráfego conduz ao estado de extensão mais gravoso. Neste período, o carregamento conjunto do tráfego e das variações de temperatura apresenta valores de extensão de Von Mises, consideráveis. Das figuras em análise conclui-se que o efeito das variações de temperatura deve ser considerado principalmente nos

períodos frios do ano, onde a diferença entre o efeito do tráfego e do efeito conjunto do tráfego e das variações de temperatura é mais acentuada, não sendo, no entanto, de desprezar a sua consideração em todo o período de análise.

Comparando as Figuras 7.36 e 7.37 e considerando, para cada, a diferença entre as extensões de Von Mises associadas ao carregamento térmico e as associadas ao carregamento do tráfego, verifica-se que aquela diferença é menor para o caso do reforço ser constituído pela mistura com BMB do que para o reforço em mistura convencional. Esta ocorrência deve-se ao facto da mistura com BMB apresentar uma capacidade de dissipação das tensões de origem térmica maior do que a mistura convencional.

Nas Figuras 7.38 e 7.39 apresenta-se a evolução anual das extensões de Von Mises para dois tipos de eixos (24.5 kN e 196 kN), para reforços em mistura com BMB e com mistura convencional, respectivamente. Globalmente, verifica-se que a mistura convencional é mais susceptível à carga dos eixos que a mistura com BMB.

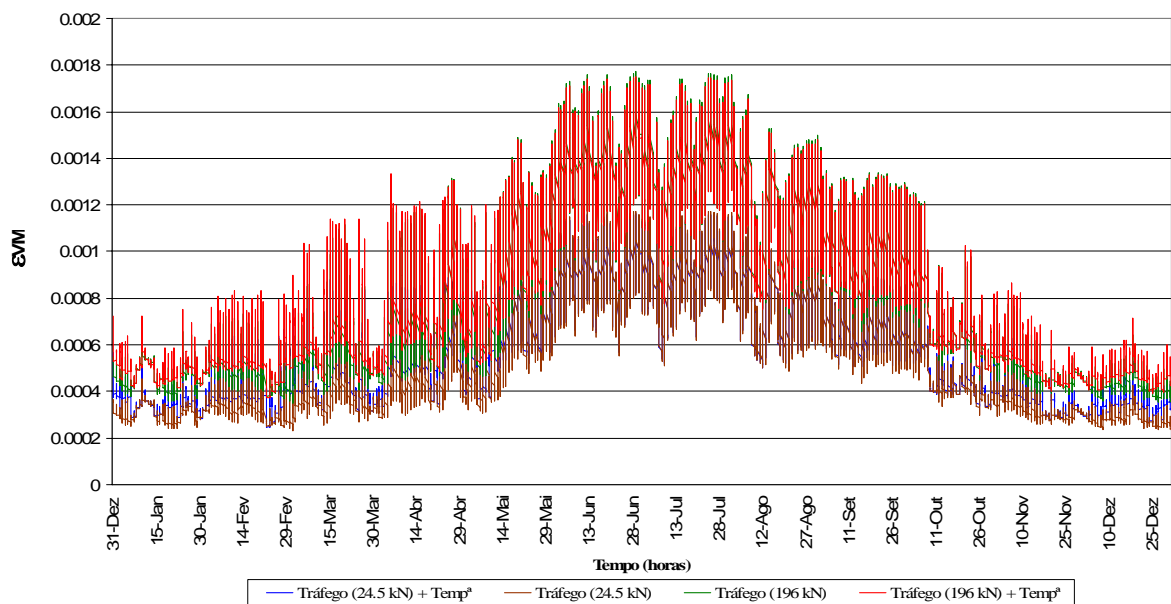


Figura 7.38 – Extensões de Von Mises no reforço constituído por mistura com BMB para a acção de dois tipos de eixos considerados

Para carregamentos do tráfego com eixos leves, a situação de carregamento conjunto (tráfego+ variações de temperatura) apenas é mais condicionante no período quente do ano. No caso de carregamento mais pesado a situação de carregamento só devido ao tráfego é a mais condicionante para todos os períodos do ano. Em todos os casos detecta-se uma diferenciação de comportamento entre o período frio e o período quente.

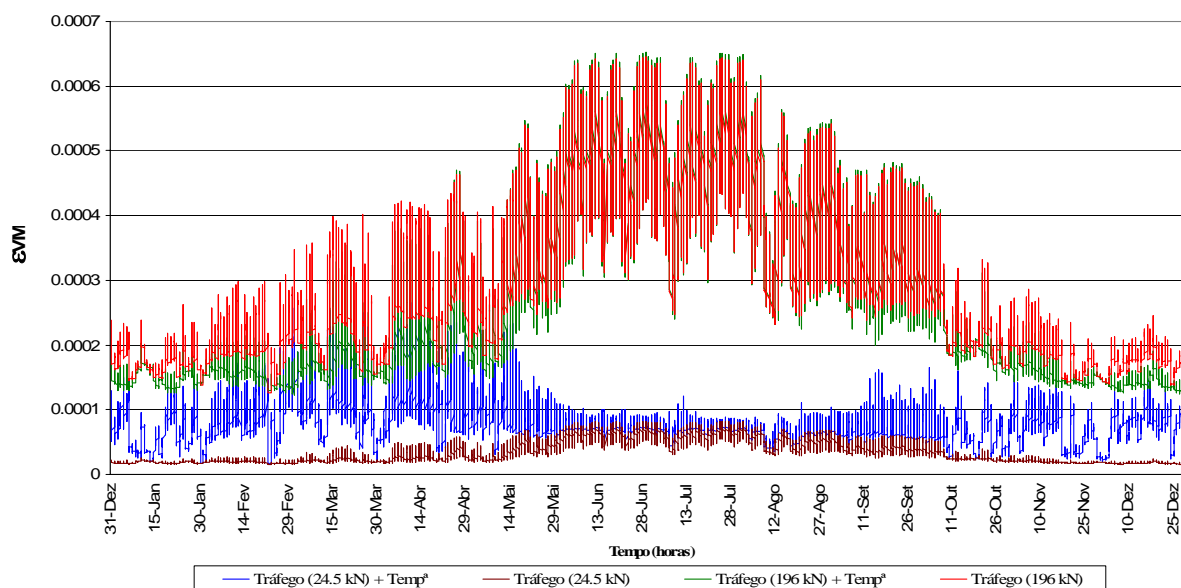


Figura 7.39 – Extensões de Von Mises num reforço constituído por uma mistura convencional, para a acção de dois tipos de eixos considerados

### 7.6.3. Análise da evolução do dano horário

Associado às extensões de Von Mises horárias, ao longo do ano, encontra-se o número de eixos admissíveis para cada condição de carregamento, avaliado com recurso à aplicação das leis de fadiga de cada mistura betuminosa. Nas Figuras 7.40 e 7.41 expressa-se o número de eixos admissíveis para cada hora, ao longo do ano, para os dois tipos de materiais estudados.

Nos períodos frios, a mistura com BMB exhibe valores superiores, em termos de número de eixos admissíveis, que a mistura betuminosa convencional, quer para a situação de carregamento do tráfego quer para a situação de carregamento conjunto tráfego+variações de temperatura.

A razão entre o número eixos realmente observado e o número de eixos admissíveis traduz o dano horário associado às situações de carregamento. Na Figura 7.42 apresenta-se o dano horário provocado pela situação de carregamento apenas devido ao tráfego, num reforço constituído por mistura betuminosa com BMB. Da análise deste gráfico constata-se que o dano horário produzido pelo tráfego é considerável durante os meses quentes do ano.

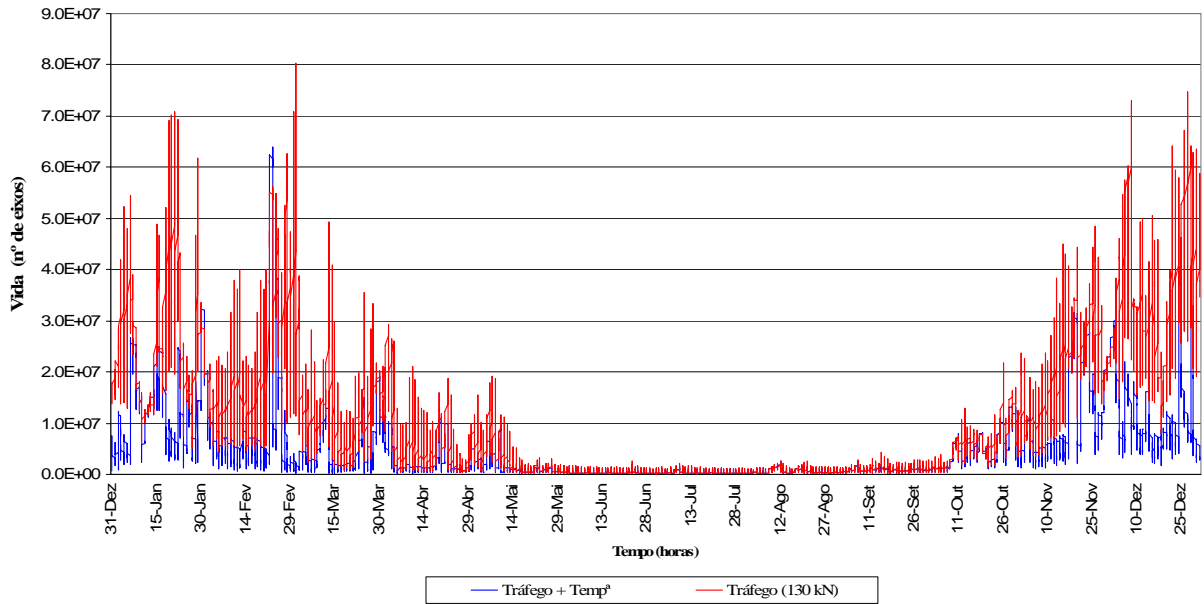


Figura 7.40 – Evolução da vida previsível do reforço com BMB

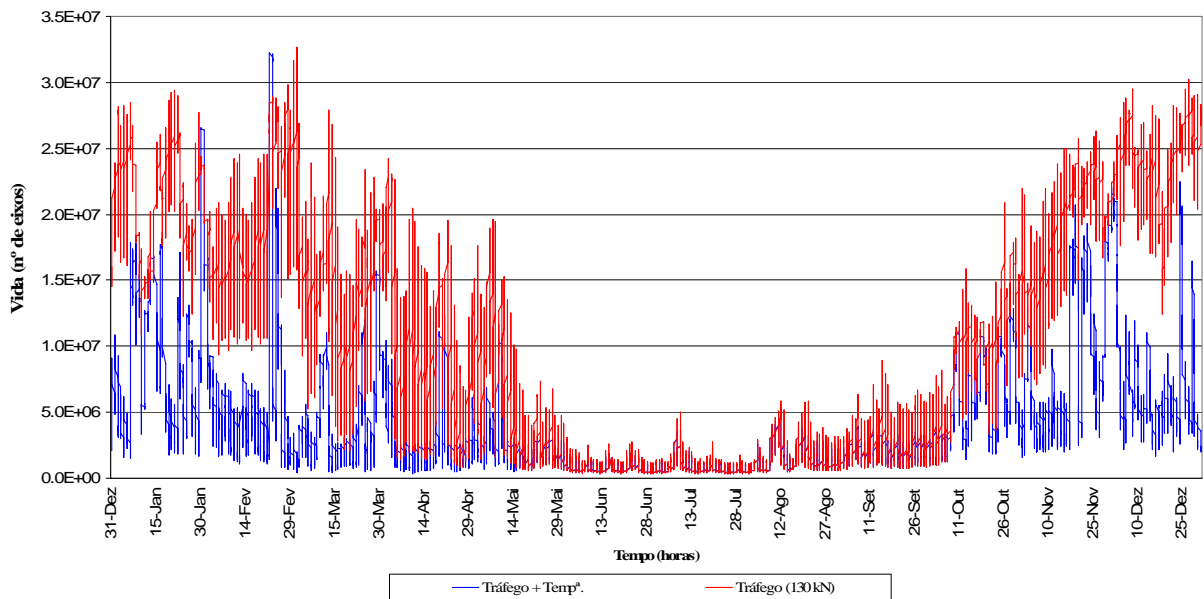


Figura 7.41 – Evolução da vida previsível do reforço com mistura convencional

O dano ocorrido nestes meses é muito superior ao dano observado nos meses frios. Quer para o caso de dias tipicamente frios (Figura 7.43) quer para o caso de dias tipicamente quentes (Figura 7.44), verifica-se que o dano devido ao tráfego apresenta uma evolução idêntica à evolução da temperatura, ou seja, cresce à medida que cresce a temperatura média no reforço.

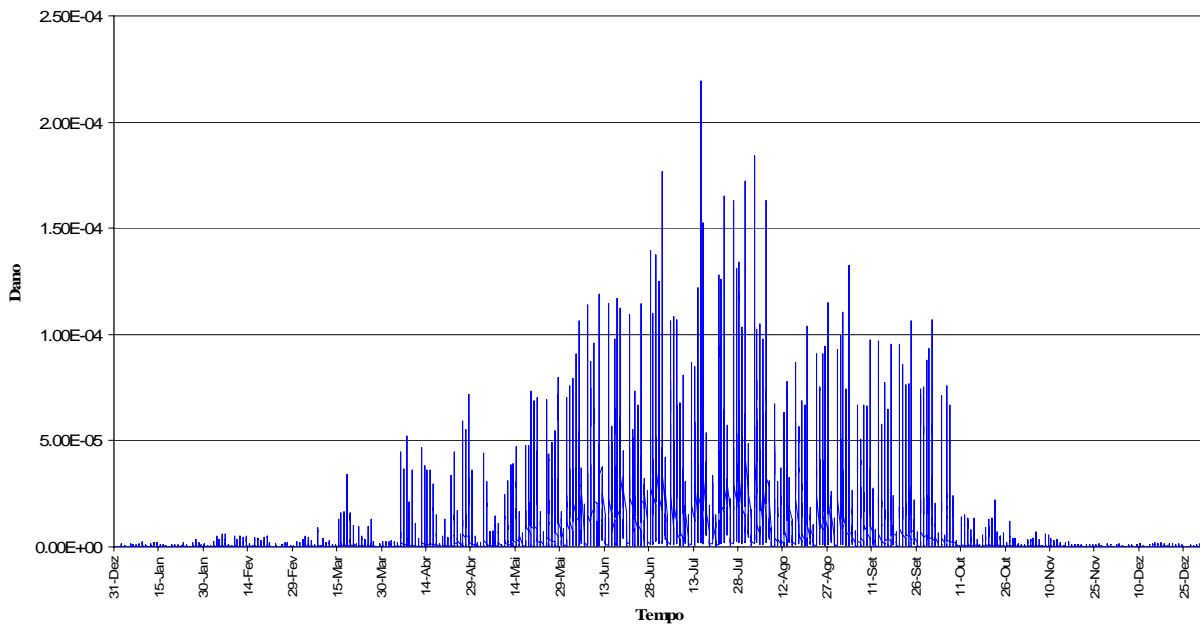


Figura 7.42 – Dano horário associado ao carregamento do tráfego no reforço com BMB

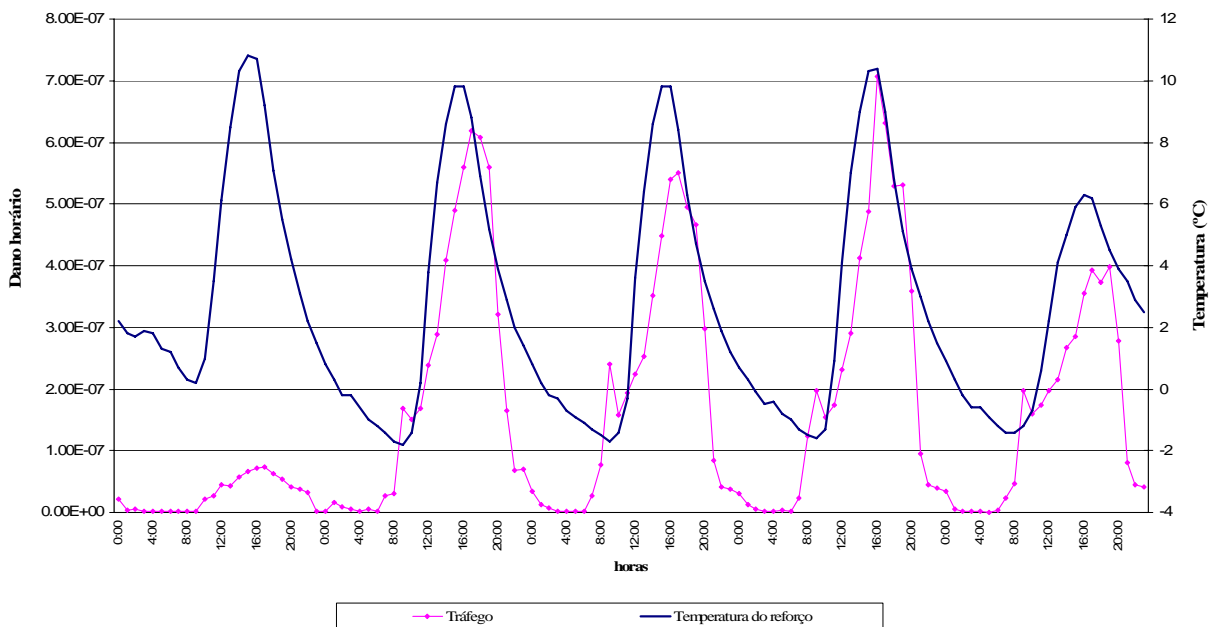


Figura 7.43 – Dano horário verificado entre os dias 19/01 e 22/01, associado ao carregamento do tráfego no reforço em mistura com BMB

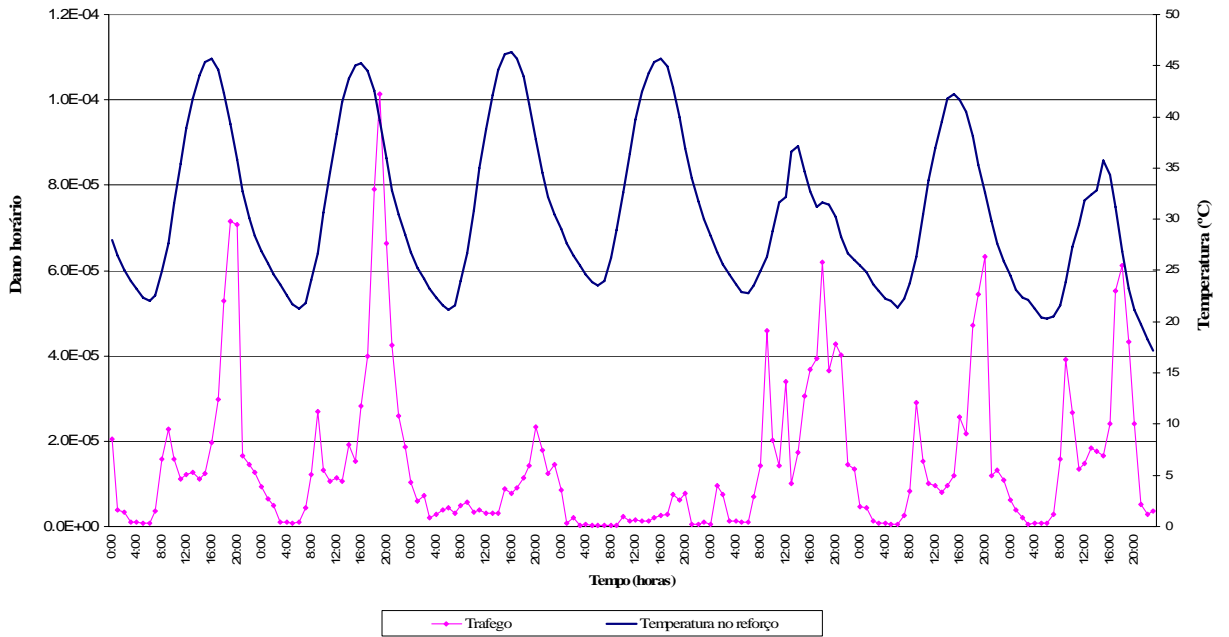


Figura 7.44 – Dano horário verificado entre os dias 01/07 e 07/07, associado ao carregamento do tráfego no reforço em mistura com BMB

A evolução do dano devido à acção do tráfego e do carregamento total apresenta o aspecto do gráfico da Figura 7.45 constatando-se que o dano provocado pelo carregamento total (variações de temperatura + tráfego) é muito superior ao dano causado apenas pelo carregamento do tráfego.

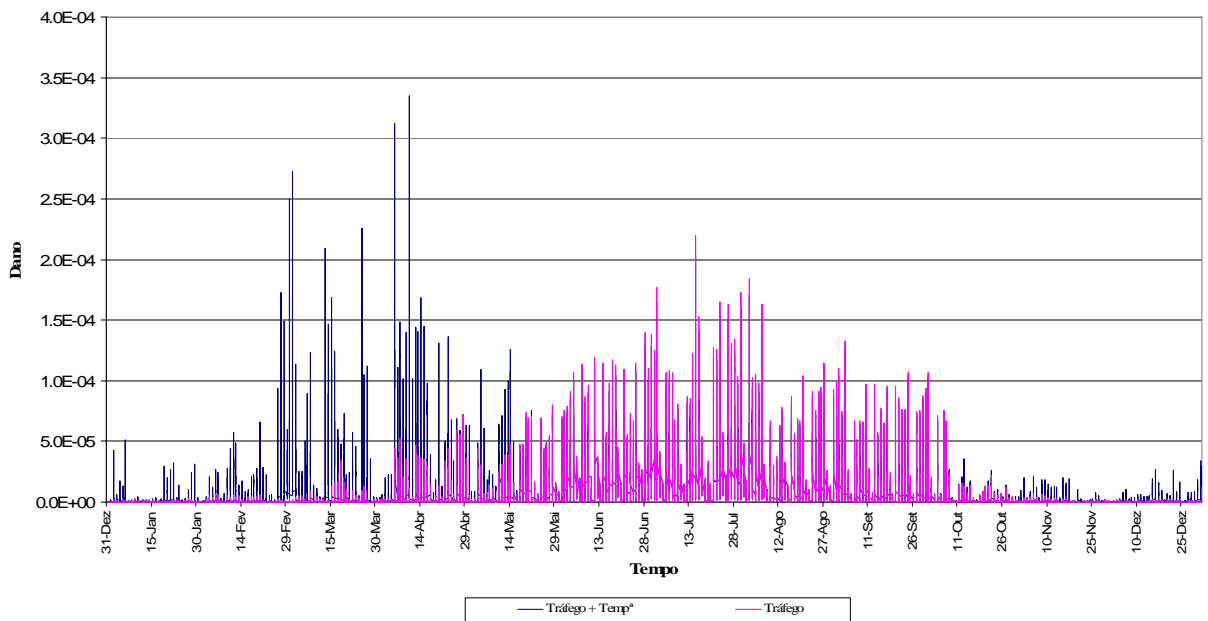


Figura 7.45 – Dano horário, devido ao carregamento total e ao carregamento do tráfego, verificado no reforço em mistura com BMB

As observações realizadas com base nos gráficos das figuras anteriores, e referentes a um reforço constituído por mistura com BMB, são aplicáveis do mesmo modo ao caso de o reforço ser constituído por uma mistura convencional, como se pode verificar na Figura 7.46.

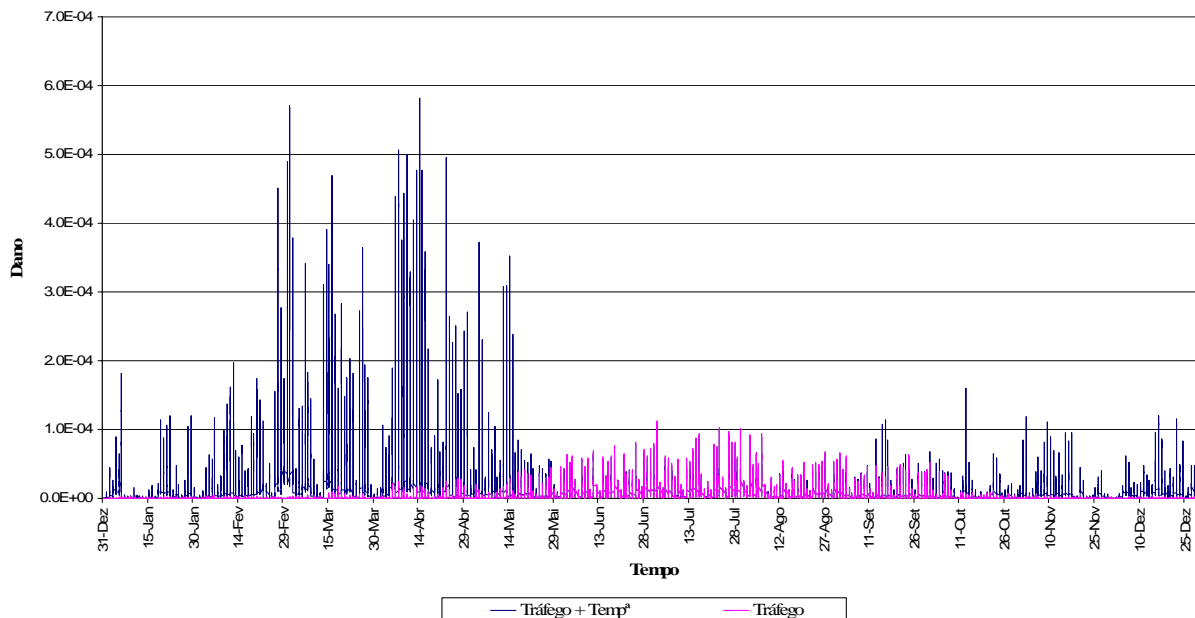


Figura 7.46 – Dano horário, associado ao carregamento total e ao carregamento do tráfego, para o reforço em mistura convencional

Verifica-se ainda que o dano no reforço constituído por uma mistura com BMB é inferior ao dano verificado no reforço constituído por mistura convencional.

#### 7.6.4. Análise da evolução do dano acumulado ao longo do ano

Na Figura 7.47 apresenta-se um gráfico que expressa a evolução do dano devido às duas situações de carregamento já abordadas e para cada tipo de mistura betuminosa adoptado para a camada de reforço. Constata-se que, para a situação de carregamento total, o dano acumulado é superior ao dano acumulado associado às situações de carregamento devido apenas do tráfego, para qualquer tipo de mistura betuminosa.

O dano acumulado para as situações de carregamento do tráfego é idêntico para os dois tipos de materiais adoptados, verificando-se que a mistura com BMB apresenta um dano ligeiramente superior. Para a situação de carregamento total existe uma diferença muito acentuada no dano entre os dois tipos de materiais, sendo a mistura com BMB a que conduz a valores do dano inferiores.

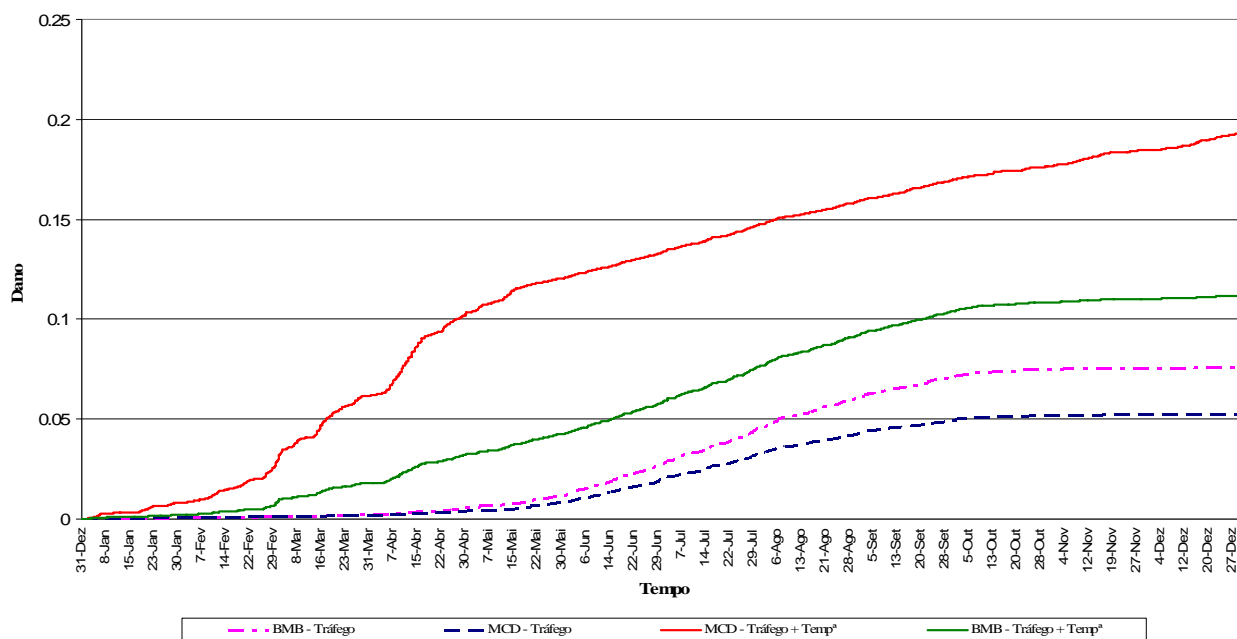


Figura 7.47 – Dano horário acumulado, devido ao carregamento total e ao tráfego, para os casos de reforço em mistura convencional e mistura com BMB

## 7.7. Conclusões

No presente capítulo foi realizado um trabalho de simulação numérica do comportamento de um reforço de pavimento, sujeito a solicitações de tráfego e de variações de temperatura observadas numa secção de pavimento do IP4, consideradas separadamente e em conjunto. Esta simulação baseou-se na utilização da metodologia dos elementos finitos para modelação do comportamento do pavimento e para a consideração do carregamento associado às solicitações consideradas.

A avaliação do comportamento do reforço de pavimento consistiu na avaliação dos estados de tensão/extensão associados à ocorrência das referidas solicitações. A partir destes estados foi avaliada a resistência do reforço de pavimento, através da obtenção da vida previsível à reflexão de fendas.

A realização do presente estudo envolveu um conjunto de aspectos fundamentais para a sua persecução, dos quais se destacam os seguintes:

- utilização, na simulação numérica, dos dados das variações de temperatura obtidas *in situ*, e tratadas no Capítulo 6;

- os dados do tráfego utilizados na simulação numérica foram obtidos a partir dos registos fornecidos pela Estradas de Portugal;
- a caracterização mecânica dos materiais adoptados na simulação numérica do comportamento do pavimento foi baseada nos resultados dos ensaios laboratoriais realizados com as misturas adoptadas.

Para a simulação do comportamento do reforço foram desenvolvidos modelos que contemplam as particularidades do comportamento dos materiais betuminosos, concretamente o comportamento linear e não linear, e a dependência com a temperatura.

Nestes modelos, a representação do comportamento de relaxação das misturas betuminosas para tempos de carregamento consideráveis foi realizada através de uma equação constitutiva de um material isotrópico viscoelástico, baseada nas funções kernel  $G(t)$  e  $K(t)$ , as quais foram representadas por séries de Prony. A consideração da temperatura foi realizada através da assunção da aplicabilidade da simplicidade termo-reológica, em que o factor de escala  $X=A(T(t))$  foi determinado com base na função de William-Landel-Ferry (WLF).

Para os procedimentos de simulação foram usados dois modelos principais, sendo um relativo à simulação do carregamento do tráfego (modelo de funcionamento estático) e outro relativo à simulação do carregamento devido às variações de temperatura (modelo de funcionamento transiente). O comportamento do reforço associado à actuação conjunta dos dois tipos de carregamento resultou da combinação dos seus efeitos, através da combinação dos seus estados de tensão.

O carregamento devido ao tráfego foi decomposto de acordo com os vários tipos de cargas de eixos observadas no IP4 com o objectivo de determinar o dano associado a cada um desses eixos. O dano horário total foi obtido a partir da soma do dano associado a cada carga.

Do resultado da simulação numérica constata-se que a variação horária do estado térmico do reforço, e de todo o pavimento, apresenta uma influência significativa na variação do seu estado de tensão da zona do reforço imediatamente acima da fenda. À medida que a temperatura média no reforço baixa (ocorrência de arrefecimento), o estado de tensão horário para qualquer um dos casos de carregamento aumenta, como resultado da retracção térmica e da variação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas, qualquer que seja a mistura betuminosa de que é constituído o reforço.

O efeito das variações de estado térmico do pavimento reflectem-se mais acentuadamente na situação de carregamento exclusivo das variações de temperatura do que na situação de carregamento exclusivo do tráfego.

Verifica-se que, em termos de estado de tensão, a situação em que o reforço de pavimento é constituído por mistura betuminosa com BMB, conduz, para qualquer situação de carregamento, a estados de tensão inferiores aos estados de tensão instalados num reforço constituído por mistura betuminosa convencional.

Em termos de evolução anual das tensões, distinguem-se dois períodos de comportamento: o período de meses quentes e o período de meses frios. Em termos de carregamento total, o estado de tensão sobre as fendas apresenta valores mais altos durante os meses frios e podem ser globalmente atribuídas ao efeito das variações de temperatura. Neste período verifica-se que o efeito das variações de temperatura conduz a estados de tensão maiores que os estados de tensão provocados pela acção do tráfego. Ainda nos meses frios, a consideração do efeito das variações de temperatura conjugadas com o tráfego constitui a situação de carregamento que poderá conduzir à situação mais desfavorável de carregamento do reforço. No período quente do ano, a acção do tráfego conduz a estados de tensões próximo do efeito do carregamento total.

A acção exclusiva do tráfego conduz a estados de tensão mais gravosos (mais desfavoráveis) para condições de carregamento em meses quentes do que para condições de carregamento térmico característica de meses frios. Para qualquer tipo de eixo considerado, o estado de tensão obtido para um reforço com mistura com BMB é sempre inferior ao obtido para um reforço convencional, podendo concluir-se que as misturas com BMB exibem maior capacidade de relaxação de tensões.

O estado de extensão acompanha a evolução do estado térmico do reforço, quer para mistura convencional quer para a mistura com BMB. A tendência de evolução das extensões resultante das situações de carregamento total e do tráfego, acompanha a evolução do estado térmico do reforço, quer para mistura convencional quer para a mistura com BMB. A evolução das extensões com a temperatura no reforço, resultantes exclusivamente da acção das variações de temperatura, apresenta uma tendência contrária à evolução daquelas.

Durante os meses quentes do ano constata-se que o dano horário produzido pelo tráfego é considerável. O dano ocorrido nestes meses é muito superior ao dano observado nos meses frios.

Quer nos dias tipicamente frios quer nos dias tipicamente quentes verifica-se que o dano devido ao tráfego apresenta uma evolução idêntica à evolução da temperatura.

Do estudo conclui-se ainda que, o período de tempo onde ocorrem valores consideráveis do dano resultantes da acção do carregamento total é superior ao período de tempo onde ocorrem valores consideráveis do dano associados à situação de carregamento apenas do tráfego. Para além disso, os valores do dano associados ao carregamento total (variações de temperatura + tráfego) são superiores aos valores do dano associados ao carregamento do tráfego.

Verifica-se que o dano no reforço constituído por uma mistura com BMB é inferior ao dano verificado no reforço constituído por mistura convencional. Este facto verifica-se quando se analisa o dano acumulado ao longo do tempo. Constata-se que, para a situação de carregamento total, o dano acumulado é superior ao dano acumulado associado às situações de carregamento devido apenas do tráfego, para qualquer tipo de mistura betuminosa.

Para a situação de carregamento total existe uma diferença muito acentuada no dano entre os dois tipos de materiais, sendo a mistura com BMB a que conduz a valores do dano inferiores.

## 8. GENERALIZAÇÃO DO ESTUDO

### 8.1. Introdução

O estudo apresentado no Capítulo 7 envolveu um conjunto de procedimentos de avaliação do comportamento do reforço de pavimentos, os quais, pela sua complexidade e morosidade na resolução numérica, constituem uma metodologia de difícil aplicação generalizada e expedita. Assim, considera-se importante sistematizar procedimentos e desenvolver relações numéricas que, de forma expedita e simples, conduzam à avaliação do comportamento de reforços de pavimentos. Esta será uma importante contribuição para o estabelecimento de metodologias de dimensionamento de reforços de pavimentos.

Neste capítulo apresenta-se, numa primeira parte, o resultado dum estudo orientado para o estabelecimento de relações entre o dano ocorrido devido à acção das variações de temperatura reais e o dano associado à acção de variações teóricas de temperatura, caracterizadas por um desenvolvimento regular, ou padronizado. Numa segunda parte apresenta-se uma proposta de contribuição para uma metodologia de dimensionamento de reforços de pavimentos.

Assim, pretende-se, com a realização do presente estudo, apresentar uma contribuição para o desenvolvimento, ou melhoria, de metodologias de concepção de reforços de pavimentos que considerem o efeito das variações de temperatura na reflexão de fendas.

O princípio que esteve na base da realização do presente estudo consistiu no estabelecimento de situações padrão de variações de temperatura, correspondentes a carregamentos térmicos em ciclos diários constantes e repetitivos, cujo dano resultante se pudesse relacionar com o dano resultante das situações de carregamento simuladas no capítulo anterior, estas referentes a condições de carregamento reais e observadas *in situ*.

No âmbito deste estudo, entende-se como “situação padrão” de carregamento a situação que corresponde a um carregamento cujas condições se repetem em ciclos com periodicidade diária, ao longo de um determinado período de tempo (mensal ou anual). Trata-se de um carregamento objectivamente térmico, repetindo ciclicamente as diversas condições atmosféricas impostas para

um período de 24 horas (Figura 8.1). Supõe-se, assim, que os estados de tensão/extensão associados ao carregamento diário teórico apresentem um padrão de variação diário constante ao longo do tempo que se pretende de referência (ano ou mês).



Figura 8.1 – Condições reais e de referência do carregamento térmico

As situações padrão (teóricas) são referenciadas através da adopção de dois valores de temperatura do ar, definidas pelo par de valores ( $T_{ref}$ ,  $\Delta T$ ): temperatura de referência,  $T_{ref}$ , correspondente à temperatura máxima no ciclo diário, e a variação diária da temperatura,  $\Delta T$ , ficando, com este último valor, implicitamente definida uma temperatura mínima diária do ar.

O dano associado às situações padrão e real foi calculado com base no tráfego efectivamente observado na secção considerada nos capítulos anteriores bem como na distribuição anual e mensal das solicitações térmicas.

O estudo apresentado na primeira parte deste capítulo tem como objectivo desenvolver curvas de dano, construídas a partir da avaliação do dano associado às diversas situações padrão (ou teóricas). Estas curvas permitem relacionar o dano das situações reais com um dano teórico das situações padrão, ficando desta forma reunidas as condições para o estabelecimento de relações que permitam uma avaliação simplificada do dano associado a uma situação real.

## 8.2. Relação entre a situação térmica real e as situações teóricas

Para a persecução do objectivo proposto, este estudo foi desenvolvido tendo por base as seguintes fases:

- estabelecimento das condições de simulação do tráfego e das variações de temperatura (situações padrão);
- avaliação do estado térmico do pavimento para cada situação de carregamento padrão;
- avaliação dos estados de tensão/extensão, com a combinação dos efeitos do tráfego e das variações de temperatura, para cada situação padrão;
- avaliação do dano horário, mensal e anual associados a cada situação de carregamento;
- estabelecimento de relações entre o dano padrão e o dano real.

### 8.2.1. Condições de simulação

Numa primeira fase do estudo procedeu-se ao estabelecimento dos valores dos parâmetros necessários à caracterização do estado térmico teórico do pavimento associado a cada uma das situações padrão, com os quais foram estabelecidas as condições de carregamento térmico no pavimento. Na Figura 8.2 apresentam-se os procedimentos realizados tendo em vista este objectivo.

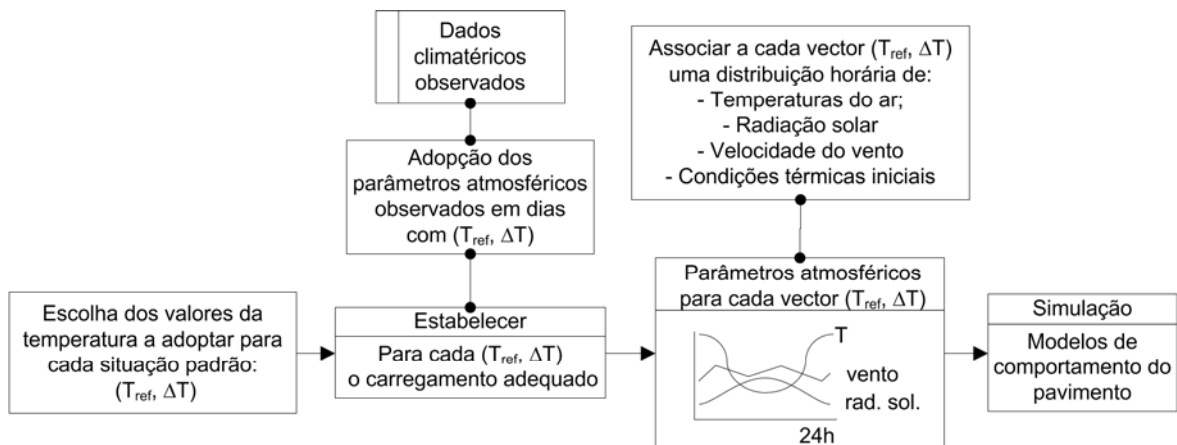


Figura 8.2 – Estabelecimento das condições de carregamento térmico

No presente estudo, os valores adoptados para a temperatura de referência do ar,  $T_{ref}$ , variam num intervalo compreendido entre 5 °C e 35 °C, adoptando-se incrementos de 5 °C. O intervalo de valores adoptado corresponde a uma gama de temperaturas do ar verosímeis para a região onde se insere o troço observado. Os valores adoptados para as variações de temperatura,  $\Delta T$ , variaram entre -5 °C e -35 °C, com incrementos de -5 °C, resultando um conjunto de 49 possíveis situações de carregamento. Destas 49 situações excluíram-se as situações de

carregamento térmico que conduzissem a temperaturas mínimas do ar inferiores a  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ , por se considerar tratar-se de situações pouco verosímeis de ocorrer na região considerada. Com esta restrição, resultou o conjunto de temperaturas que se apresenta na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Conjunto de temperaturas do ar consideradas na simulação ( $^{\circ}\text{C}$ )

$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{mín}$	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{mín}$	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{mín}$	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{mín}$	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{mín}$	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{mín}$	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{mín}$
35	-5	30	30	-5	25	25	-5	20	20	-5	15	15	-5	10	10	-5	5	5	-5	0
	-10	25		-10	20		-10	15		-10	10		-10	5		-10	0		-10	-5
	-15	20		-15	15		-15	10		-15	5		-15	0		-15	-5			
	-20	15		-20	10		-20	5		-20	0		-20	-5						
	-25	10		-25	5		-25	0		-25	-5									
	-30	5		-30	0		-30	-5												
	-35	0		-35	-5															

Para cada uma das situações padrão adoptadas ( $T_{ref}$ ,  $\Delta T$ ) foi definida uma distribuição horária para um período de 24 horas (diário) dos principais parâmetros atmosféricos que influenciam o estado térmico do pavimento, concretamente: a evolução da temperatura do ar, a evolução da radiação solar, a velocidade média do vento e a distribuição em profundidade das temperaturas no pavimento para a hora inicial (0H00) de cada situação de carregamento.

Estes parâmetros foram estabelecidos através de uma análise exaustiva das distribuições dos mesmos, em dias que apresentaram uma temperatura máxima igual a  $T_{ref}$  e uma temperatura mínima igual a  $T_{ref} - \Delta T$ . Como resultado desta avaliação, as distribuições diárias de temperatura adoptadas para o presente estudo apresentam-se na Tabela 8.2.

A evolução da radiação solar ao longo do dia foi definida, para cada situação, partindo duma avaliação da variação da radiação solar diária nos dias que apresentavam como temperaturas máxima e mínima valores correspondentes às das situações padrão. Deste procedimento resultaram as distribuições de radiação solar diárias apresentadas na Tabela 8.3.

O estado térmico do pavimento, no momento inicial de cada simulação, é definido pela imposição dos valores das temperaturas às várias profundidades do pavimento, coincidentes com as profundidades a que se realizou a aquisição de dados *in situ*. O estabelecimento dessas temperaturas realizou-se para cada situação de carregamento térmico, tendo os valores sido obtidos pela análise exaustiva das condições iniciais observadas nos dias que apresentam as temperaturas máxima e mínima coincidentes com as situações padrão adoptadas. Na Tabela 8.4 apresentam-se os valores da temperatura inicial do pavimento para cada situação padrão.

Tabela 8.2 – Perfil de temperaturas do ar para cada situação padrão

		Temperaturas do ar (°C) ao longo de 24horas a partir da hora da temperatura máxima																									
Tref	ΔT	Tmin	0 h	1 h	2 h	3 h	4 h	5 h	6 h	7 h	8 h	9 h	10 h	11 h	12 h	13 h	14 h	15 h	16 h	17 h	18 h	19 h	20 h	21 h	22 h	23 h	24 h
35	5	30	35.0	34.9	34.7	34.3	33.8	33.1	32.5	31.9	31.3	30.7	30.3	30.1	30.0	30.1	30.3	30.7	31.3	31.9	32.5	33.1	33.8	34.3	34.7	34.9	35.0
	10	25	35.0	34.8	34.3	33.5	32.5	31.3	30.0	28.7	27.5	26.5	25.7	25.2	25.0	25.2	25.7	26.5	27.5	28.7	30.0	31.3	32.5	33.5	34.3	34.8	35.0
	15	20	35.0	34.7	34.0	32.8	31.3	29.4	27.5	25.6	23.8	22.2	21.0	20.3	20.0	20.3	21.0	22.2	23.8	25.6	27.5	29.4	31.3	32.8	34.0	34.7	35.0
	20	15	35.0	34.7	33.7	32.1	30.0	27.6	25.0	22.4	20.0	17.9	16.3	15.3	15.0	15.3	16.3	17.9	20.0	22.4	25.0	27.6	30.0	32.1	33.7	34.7	35.0
	25	10	35.0	34.6	33.3	31.3	28.8	25.7	22.5	19.3	16.3	13.7	11.7	10.4	10.0	10.4	11.7	13.7	16.3	19.3	22.5	25.7	28.8	31.3	33.3	34.6	35.0
	30	5	35.0	34.5	33.0	30.6	27.5	23.9	20.0	16.1	12.5	9.4	7.0	5.5	5.0	5.5	7.0	9.4	12.5	16.1	20.0	23.9	27.5	30.6	33.0	34.5	35.0
30	5	0	35.0	34.4	32.7	29.9	26.3	22.0	17.5	13.0	8.8	5.1	2.3	0.6	0.0	0.6	2.3	5.1	8.7	13.0	17.5	22.0	26.3	29.9	32.7	34.4	35.0
	10	25	30.0	29.9	29.7	29.3	28.8	28.1	27.5	26.9	26.3	25.7	25.3	25.1	25.0	25.1	25.3	25.7	26.3	26.9	27.5	28.1	28.8	29.3	29.7	29.9	30.0
	15	20	30.0	29.8	29.3	28.5	27.5	26.3	25.0	23.7	22.5	21.5	20.7	20.2	20.0	20.2	20.7	21.5	22.5	23.7	25.0	26.3	27.5	28.5	29.3	29.8	30.0
	20	15	30.0	29.7	29.0	27.8	26.3	24.4	22.5	20.6	18.8	17.2	16.0	15.3	15.0	15.3	16.0	17.2	18.8	20.6	22.5	24.4	26.3	27.8	29.0	29.7	30.0
	25	10	30.0	29.7	28.7	27.1	25.0	22.6	20.0	17.4	15.0	12.9	11.3	10.3	10.0	10.3	11.3	12.9	15.0	17.4	20.0	22.6	25.0	27.1	28.7	29.7	30.0
	30	5	30.0	29.6	28.3	26.3	23.8	20.7	17.5	14.3	11.3	8.7	6.7	5.4	5.0	5.4	6.7	8.7	11.3	14.3	17.5	20.7	23.8	26.3	28.3	29.6	30.0
25	5	0	30.0	29.5	28.0	25.6	22.5	18.9	15.0	11.1	7.5	4.4	2.0	0.5	0.0	0.5	2.0	4.4	7.5	11.1	15.0	18.9	22.5	25.6	28.0	29.5	30.0
	10	20	30.0	29.8	28.5	27.5	26.3	25.0	23.7	22.5	21.5	20.7	20.2	20.0	20.2	20.7	21.5	22.5	23.7	25.0	26.3	27.5	28.5	29.3	29.8	30.0	
	15	10	25.0	24.7	24.0	22.8	21.3	19.4	17.5	15.6	13.8	12.2	11.0	10.3	10.0	10.3	11.0	12.2	13.8	15.6	17.5	19.4	21.3	22.8	24.0	24.7	25.0
	20	5	25.0	24.7	23.7	22.1	20.0	17.6	15.0	12.4	10.0	7.9	6.3	5.3	5.0	5.3	6.3	7.9	10.0	12.4	15.0	17.6	20.0	22.1	23.7	24.7	25.0
	25	0	25.0	24.6	23.3	21.3	18.8	15.7	12.5	9.3	6.3	3.7	1.7	0.4	0.0	0.4	1.7	3.7	6.3	9.3	12.5	15.7	18.8	21.3	23.3	24.6	25.0
	30	-5	25.0	24.5	23.0	20.6	17.5	13.9	10.0	6.1	2.5	-0.6	-3.0	-4.5	-5.0	-4.5	-3.0	-0.6	2.5	6.1	10.0	13.9	17.5	20.6	23.0	24.5	25.0
20	5	15	20.0	19.9	19.7	19.3	18.8	18.1	17.5	16.9	16.3	15.7	15.3	15.1	15.0	15.1	15.3	15.7	16.3	16.9	17.5	18.1	18.8	19.3	19.7	19.9	20.0
	10	10	20.0	19.8	19.3	18.5	17.5	16.3	15.0	13.7	12.5	11.5	10.7	10.2	10.0	10.2	10.7	11.5	12.5	13.7	15.0	16.3	17.5	18.5	19.3	19.8	20.0
	15	5	20.0	19.7	19.0	17.8	16.3	14.4	12.5	10.6	8.8	7.2	6.0	5.3	5.0	5.3	6.0	7.2	8.8	10.6	12.5	14.4	16.3	17.8	19.0	19.7	20.0
	20	0	20.0	19.7	18.7	17.1	15.0	12.6	10.0	7.4	5.0	2.9	1.3	0.3	0.0	0.3	1.3	2.9	5.0	7.4	10.0	12.6	15.0	17.1	18.7	19.7	20.0
	25	-5	20.0	19.6	18.3	16.3	13.8	10.7	7.5	4.3	1.3	-1.3	-3.3	-4.6	-5.0	-4.6	-3.3	-1.3	1.2	4.3	7.5	10.7	13.8	16.3	18.3	19.6	20.0
	30	10	15.0	14.9	14.7	14.3	13.8	13.1	12.5	11.9	11.3	10.7	10.3	10.1	10.0	10.1	10.3	10.7	11.3	11.9	12.5	13.1	13.8	14.3	14.7	14.9	15.0
15	5	10	15.0	14.8	14.3	13.5	12.5	11.3	10.0	8.7	7.5	6.5	5.7	5.2	5.0	5.2	5.7	6.5	7.5	8.7	10.0	11.3	12.5	13.5	14.3	14.8	15.0
	10	0	15.0	14.7	14.0	12.8	11.3	9.4	7.5	5.6	3.8	2.2	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	2.2	3.8	5.6	7.5	9.4	11.3	12.8	14.0	14.7	15.0
	15	-5	15.0	14.7	13.7	12.1	10.0	7.6	5.0	2.4	0.0	-2.1	-3.7	-4.7	-5.0	-4.7	-3.7	-2.1	0.0	2.4	5.0	7.6	10.0	12.1	13.7	14.7	15.0
	20	5	10.0	9.9	9.7	9.3	8.8	8.1	7.5	6.9	6.3	5.7	5.3	5.1	5.0	5.1	5.3	5.7	6.3	6.9	7.5	8.1	8.8	9.3	9.7	9.9	10.0
	25	0	10.0	9.8	9.3	8.5	7.5	6.3	5.0	3.7	2.5	1.5	0.7	0.2	0.0	0.2	0.7	1.5	2.5	3.7	5.0	6.3	7.5	8.5	9.3	9.8	10.0
	30	-5	10.0	9.7	9.0	7.8	6.3	4.4	2.5	0.6	-1.3	-2.8	-4.0	-4.7	-5.0	-4.7	-4.0	-2.8	-1.3	0.6	2.5	4.4	6.3	7.8	9.0	9.7	10.0
5	5	0	5.0	4.7	4.7	4.3	3.8	3.1	2.5	1.9	1.3	0.7	0.3	0.1	0.0	0.1	0.3	0.7	1.3	1.9	2.5	3.1	3.8	4.3	4.7	4.9	5.0
	10	-5	5.0	4.8	4.3	3.5	2.5	1.3	0.0	-1.3	-2.5	-3.5	-4.3	-4.8	-5.0	-4.8	-4.3	-3.5	-2.5	-1.3	0.0	1.3	2.5	3.5	4.3	4.8	5.0

Tabela 8.3 – Radiação solar para cada situação padrão

		Radiação solar horária (W.h/m2) ao longo das horas do dia														
Tref	ΔT	6 h	7 h	8 h	9 h	10 h	11 h	12 h	13 h	14 h	15 h	16 h	17 h	18 h	19 h	20 h
35	5	16	116	304.5	506	691	832	916	956.5	923.5	830	706.5	531.5	322.5	132	11.5
	10	16	116	304.5	506	691	832	916	956.5	923.5	830	706.5	531.5	322.5	132	11.5
	15	16	116	304.5	506	691	832	916	956.5	923.5	830	706.5	531.5	322.5	132	11.5
	20	16	117	331	539	723	862	948	974	941	828	706	531	324	128	11
	25	10	110	347	542	715	854	937	940	899	821	661	490	303	121	5
	30	10	110	347	542	715	854	937	940	899	821	661	490	303	121	5
30	5	6.89	114.33	379.00	566.11	736.78	868.67	953.33	984.56	949.78	850.56	714.00	534.67	322.78	139.78	7.22
	10	6.89	114.33	379.00	566.11	736.78	868.67	953.33	984.56	949.78	850.56	714.00	534.67	322.78	139.78	7.22
	15	6.89	114.33	379.00	566.11	736.78	868.67	953.33	984.56	949.78	850.56	714.00	534.67	322.78	139.78	7.22
	20	6.89	114.33	379.00	566.11	736.78	868.67	953.33	984.56	949.78	850.56	714.00	534.67	322.78	139.78	7.22
	25	6.89	114.33	379.00	566.11	736.78	868.67	953.33	984.56	949.78	850.56	714.00	534.67	322.78	139.78	7.22
	30	6.89	114.33	379.00	566.11	736.78	868.67	953.33	984.56	949.78	850.56	714.00	534.67	322.78	139.78	7.22
25	5	8.5	83	270.63	493.56	676.13	820.88	879.88	897.5	813.69	780.88	651.19	483.63	295.38	108.88	8.625
	10	8.5	83	270.63	493.56	676.13	820.88	879.88	897.5	813.69	780.88	651.19	483.63	295.38	108.88	8.625
	15	8.5	83	270.63	493.56	676.13	820.88	879.88	897.5	813.69	780.88	651.19	483.63	295.38	108.88	8.625
	20	8.5	83	270.63	493.56	676.13	820.88	879.88	897.5	813.69	780.88	651.19	483.63	295.38	108.88	8.625
	25	8.5	83	270.63	493.56	676.13	820.88	879.88	897.5	813.69	780.88	651.19	483.63	295.38	108.88	8.625
	30	8.5	83	270.63	493.56	676.13	820.88	879.88	897.5							

Tabela 8.4 – Temperaturas do pavimento para as condições iniciais das situações padrão

Tref	$\Delta T$	Temperaturas no pavimento às várias profundidades (°C)						
		0	0.0275	0.055	0.125	0.165	0.22	0.34
35	5	52.64	45.54	45.38	38.76	37.88	33.1	30.9
	10	52.64	45.54	45.38	38.76	37.88	33.1	30.9
	15	52.64	45.54	45.38	38.76	37.88	33.1	30.9
	20	52.64	45.54	45.38	38.76	37.88	33.1	30.9
	25	52.64	45.54	45.38	38.76	37.88	33.1	30.9
	30	52.64	45.54	45.38	38.76	37.88	33.1	30.9
	35	52.64	45.54	45.38	38.76	37.88	33.1	30.9
30	5	52.03	45.90	45.81	39.26	38.35	33.19	30.80
	10	52.03	45.90	45.81	39.26	38.35	33.19	30.80
	15	52.03	45.90	45.81	39.26	38.35	33.19	30.80
	20	52.03	45.90	45.81	39.26	38.35	33.19	30.80
	25	52.03	45.90	45.81	39.26	38.35	33.19	30.80
	30	52.03	45.90	45.81	39.26	38.35	33.19	30.80
	35	52.03	45.90	45.81	39.26	38.35	33.19	30.80
25	5	44.60	39.95	39.95	34.80	34.13	29.88	26.45
	10	44.60	39.95	39.95	34.80	34.13	29.88	26.45
	15	43.30	36.90	36.63	29.43	28.50	22.48	21.60
	20	43.30	36.90	36.63	29.43	28.50	22.48	21.60
	25	38.39	32.73	32.57	27.96	27.61	23.79	21.27
	30	38.39	32.73	32.57	27.96	27.61	23.79	21.27
	35	38.39	32.73	32.57	27.96	27.61	23.79	21.27
20	5	39.62	34.64	34.48	29.12	28.46	24.36	21.08
	10	39.62	34.64	34.48	29.12	28.46	24.36	21.08
	15	39.62	34.64	34.48	29.12	28.46	24.36	21.08
	20	30.90	25.83	25.60	21.17	20.47	16.17	15.13
	25	30.90	25.83	25.60	21.17	20.47	16.17	15.13
	30	30.90	25.83	25.60	21.17	20.47	16.17	15.13
	35	30.90	25.83	25.60	21.17	20.47	16.17	15.13
15	5	34.06	28.58	28.39	22.91	22.08	17.18	15.34
	10	34.06	28.58	28.39	22.91	22.08	17.18	15.34
	15	26.78	21.74	21.54	17.10	16.10	12.22	11.60
	20	26.78	21.74	21.54	17.10	16.10	12.22	11.60
	30	26.78	21.74	21.54	17.10	16.10	12.22	11.60
10	5	14.55	12.13	12.04	10.12	10.05	8.23	7.81
	10	14.55	12.13	12.04	10.12	10.05	8.23	7.81
	15	12.29	9.67	9.58	7.13	7.33	5.66	5.64
5	5	9.30	6.45	6.40	6.15	6.40	6.35	7.35
	10	9.30	6.45	6.40	6.15	6.40	6.35	7.35

### 8.2.2. Fase de simulação

Após a definição das condições de simulação procedeu-se à avaliação dos estados de tensão/extensão teóricos no reforço do pavimento, associados a cada situação padrão e para cada tipo de material em estudo: mistura betuminosa convencional (MCD) e mistura betuminosa com betume modificado com borracha (BMB). O procedimento adoptado para a determinação do estado mecânico do pavimento seguiu os passos que se apresentam na Figura 8.3, envolvendo o uso dos modelos de simulação térmica e mecânica desenvolvidos e apresentados nos capítulos anteriores.

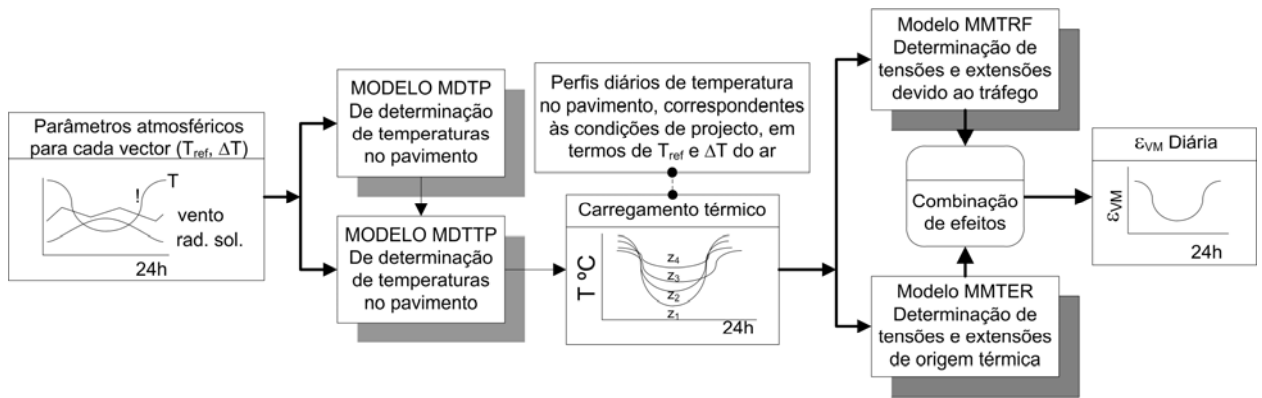


Figura 8.3 – Procedimento de simulação

Para a obtenção do estado mecânico no pavimento foi indispensável a realização prévia duma avaliação do estado térmico do mesmo, no sentido deste constituir uma solicitação para a avaliação mecânica do pavimento. Neste sentido realizou-se, em primeiro lugar, a simulação numérica das condições atmosféricas, tendo em vista a obtenção das temperaturas em todo o domínio geométrico do pavimento.

O campo de temperaturas assim obtido, para o conjunto das horas de um dia, caracteriza a variação do estado térmico do pavimento ao longo de 24 horas. Esta simulação numérica foi realizada, para um período diário de cada situação padrão, pelo modelo térmico transiente MDTTP, tendo como solicitações os parâmetros estabelecidos anteriormente para cada situação padrão. Este modelo, baseado na metodologia dos elementos finitos, realiza uma avaliação transiente da evolução das temperaturas no pavimento ao longo do período de 24 horas.

Para tal, o modelo necessita da definição do estado térmico inicial de todo o domínio do pavimento (na hora zero) para ser realizada uma análise transiente do fenómeno térmico, de acordo com o apresentado no Capítulo 5. Estas condições iniciais são obtidas através do modelo MDTP, para todo o domínio geométrico do pavimento, a partir da distribuição discreta das temperaturas iniciais, apresentadas na Tabela 8.4, para as várias profundidades consideradas.

De seguida, o estado térmico do pavimento, obtido para cada situação padrão, constituiu uma solicitação para os modelos de base termo-mecânica, de avaliação do estado de tensão/extensão no reforço. Com base no estado térmico transiente do pavimento, procedeu-se, através da simulação numérica, à avaliação do estado mecânico (tensões e extensões) no reforço associado às variações de temperatura e ao carregamento do tráfego, para cada tipo de mistura betuminosa.

Esta avaliação é realizada pelos modelos MMTRF e MMTER, sendo o primeiro orientado para avaliação, em estado estacionário, da acção do tráfego (eixo de 130 kN) e o segundo orientado para a avaliação do efeito transiente das variações de temperatura. Os resultados da simulação da acção do tráfego são convertidos para resultados de cada tipo de eixo considerado no presente trabalho tendo em vista a obtenção do dano parcial de cada eixo.

Com base nos estados de tensão/extensão para cada situação padrão e associados a cada tipo de acção, concretamente a acção dos diversos tipos de eixos do tráfego e das variações de temperatura, procedeu-se de seguida à combinação dos efeitos destas acções com a finalidade de serem obtidos os valores horários do estado de extensão caracterizado pela extensão média de Von Mises acima da zona da fenda, para um período de 24 horas da situação padrão.

Esta combinação de acções foi realizada segundo procedimento apresentado no Capítulo 7 no qual se somam as extensões, em cada nó, associadas a cada tipo de acção. Nas Figuras 8.4 e 8.5 apresentam-se valores de  $\varepsilon_{VM}$  para as situações padrão com temperatura de referência de 35 °C, para os dois tipos de materiais considerados e para a combinação de carregamento do tráfego e das variações de temperatura.

### **8.2.3. Avaliação do dano**

Na fase seguinte do estudo realizou-se a avaliação do dano associado a cada situação padrão. Neste sentido considerou-se a repetição cíclica, em cada dia do ano em estudo, do estado de extensão Von Mises instalado no reforço, assumindo valores diários iguais aos valores considerados para cada situação padrão, estes definidos para 24 horas.

O estado de extensão média de Von Mises, como o que se apresentou na Figura 8.4, conjugado com as leis de fadiga para a mistura betuminosa convencional e para a mistura betuminosa com BMB, descritas nos capítulos anteriores, conduz à obtenção do tráfego admissível para os níveis de extensão de Von Mises instalados, para cada tipo de eixo e para cada hora do período diário em análise.

Deste modo, para cada situação padrão, é avaliado o tráfego horário admissível seguindo um procedimento cujo fluxograma se apresenta na Figura 8.6.

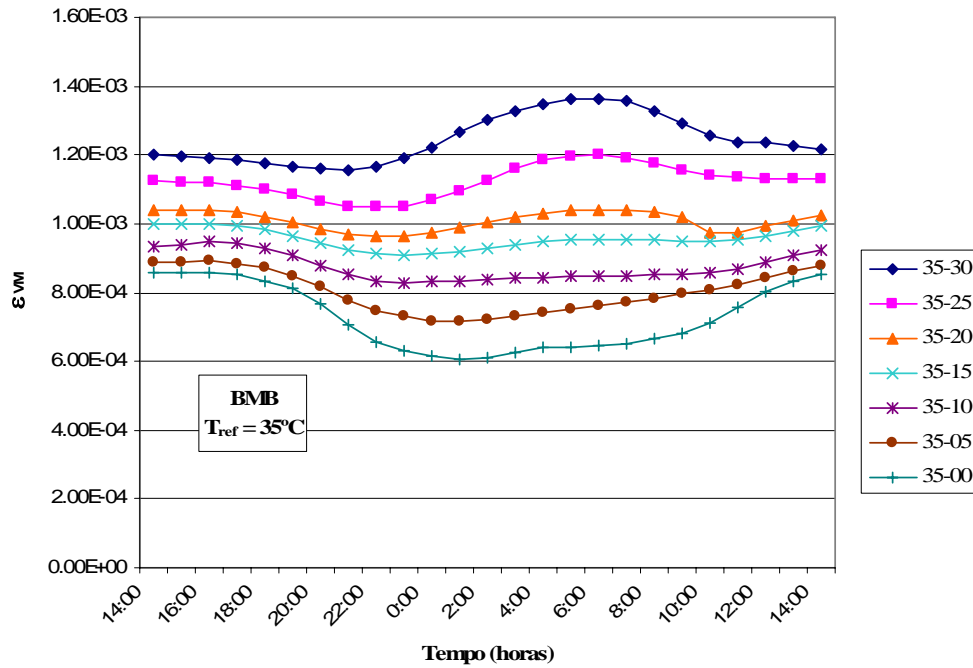


Figura 8.4 – Extensões médias de Von Mises ao longo de 24 horas, para a situação padrão com temperatura de referência de 35 °C, num reforço em mistura betuminosa com BMB

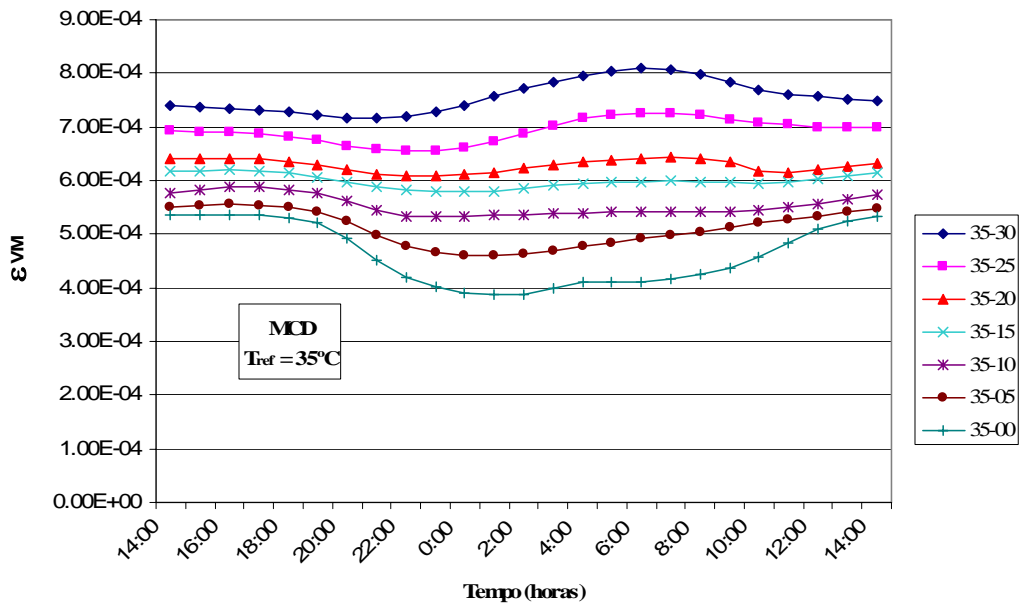


Figura 8.5 – Extensões médias de Von Mises ao longo de 24 horas, para a situação padrão com temperatura de referência de 35 °C, num reforço constituído por mistura convencional

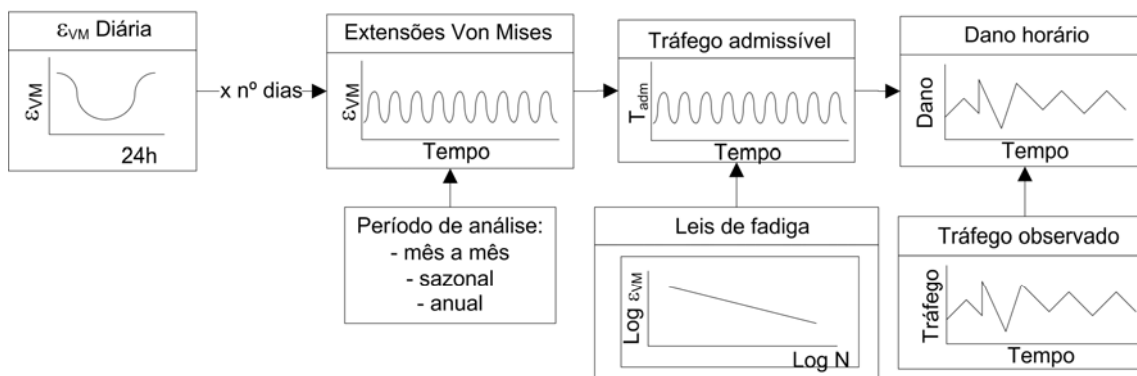


Figura 8.6 – Procedimento para avaliação do dano horário

O tráfego horário admissível, obtido para cada período diário e para cada situação de estudo, é considerado igual para todos os dias do período (ano ou mês) em estudo, conforme o caso. Como exemplo são apresentados na Figura 8.7 os valores horários do tráfego admissível, resultantes da simulação, para as situações padrão cuja temperatura de referência é de 35°C e para a mistura betuminosa com BMB.



Figura 8.7 – Tráfego horário admissível num reforço em mistura com BMB para as situações padrão com temperatura de referência de 35 °C e para um dia do ano

O tráfego admissível assim definido, para cada situação padrão, conjugado com o tráfego observado, correspondente à distribuição horária do tráfego horário dos vários tipos de eixos, efectivamente observada, permite avaliar o dano horário associado a cada situação em estudo, o qual, acumulado, permite obter o dano total no período de tempo considerado.

Para a determinação do dano associado a um determinado período de tempo (anual ou mensal) procedeu-se à avaliação do quociente entre o tráfego efectivamente observado a todas as horas de todos os dias do período considerado e o tráfego horário admissível, o qual apresenta uma evolução diária do tipo da apresentada na Figura 8.7. No caso da avaliação do dano anual de cada situação padrão, aplica-se o tráfego admissível, associado a essa situação, a todos os dias do ano.

### 8.3. Obtenção do dano periódico para as situações padrão

A partir do dano horário, para todas as horas do ano e para cada situação padrão, foram obtidos os correspondentes danos mensais e anuais. Estes danos resultam da soma algébrica do dano horário ao longo dos dias que constituem o período em análise, seguindo o procedimento que se apresenta na Figura 8.8.

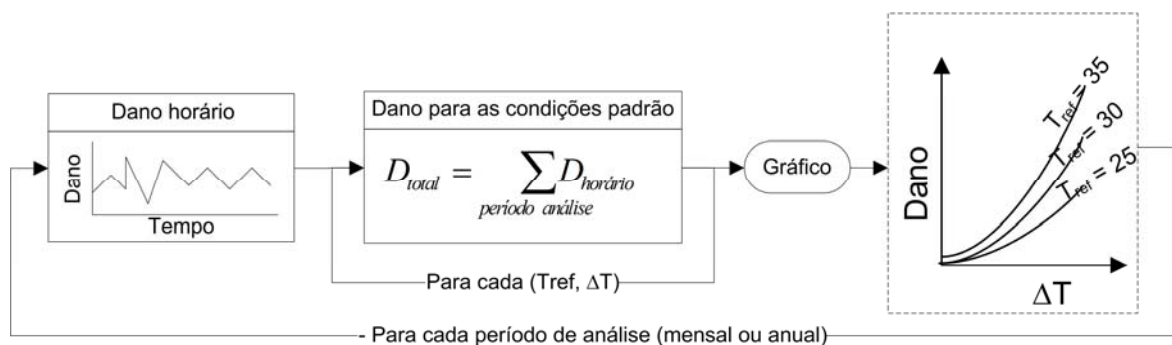


Figura 8.8 – Procedimento para avaliação do dano

A partir do dano total obtido para as diversas situações padrão foram deduzidas curvas de dano. Cada curva de dano representa a variação do dano, anual ou mensal, com a variação de temperatura,  $\Delta T$ , para uma dada temperatura de referência. Nas Figuras 8.9 e 8.10 representam-se as diversas curvas de dano anual obtidas, respectivamente para um reforço em mistura betuminosa com BMB e para um reforço com mistura betuminosa convencional.

As curvas de dano apresentadas foram obtidas a partir do dano anual resultante da acção conjunta das variações de temperatura e do tráfego. Do presente estudo foi também possível estabelecer curvas do dano associado à acção isolada de cada tipo de carregamento. Nas Figuras 8.11 e 8.12 são apresentadas as diversas curvas de dano anual, obtidas para um reforço em mistura betuminosa com BMB e com mistura betuminosa convencional respectivamente, considerando exclusivamente a acção das variações de temperatura no pavimento.

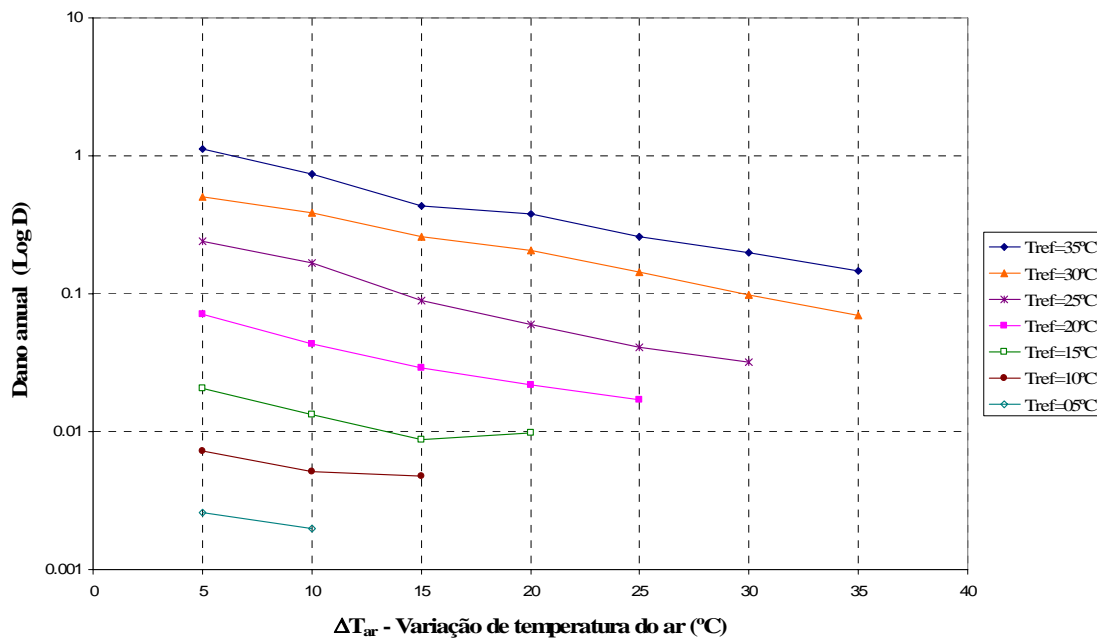


Figura 8.9 – Variação do dano anual com a temperatura de referência e com as variações de temperatura, para reforço em mistura com BMB

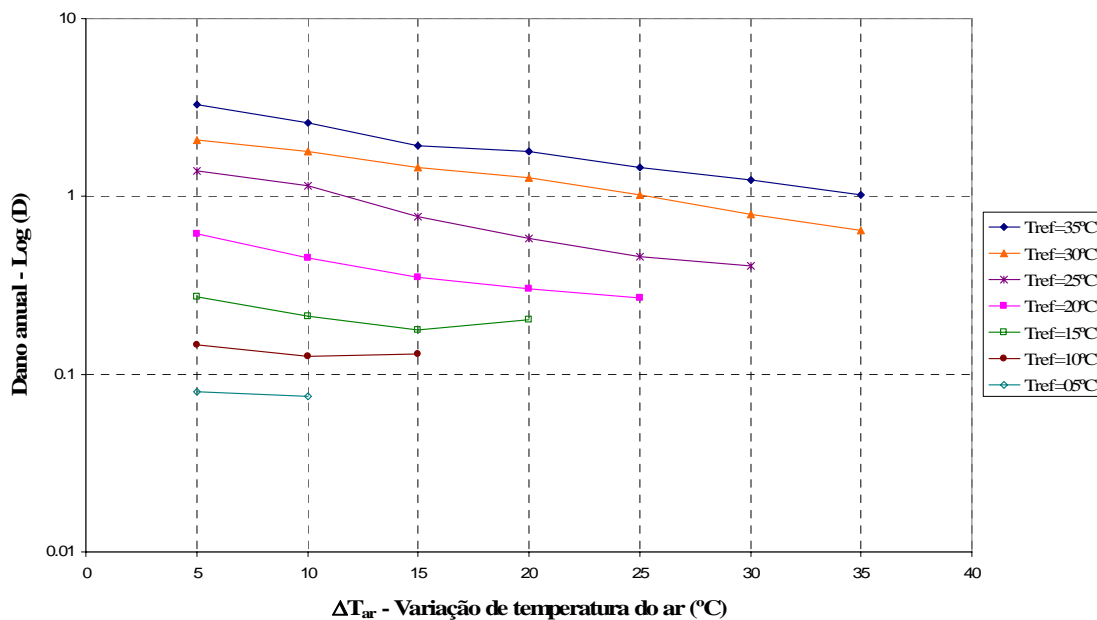


Figura 8.10 – Variação do dano anual com a temperatura de referência e com as variações de temperatura, para reforço com mistura convencional

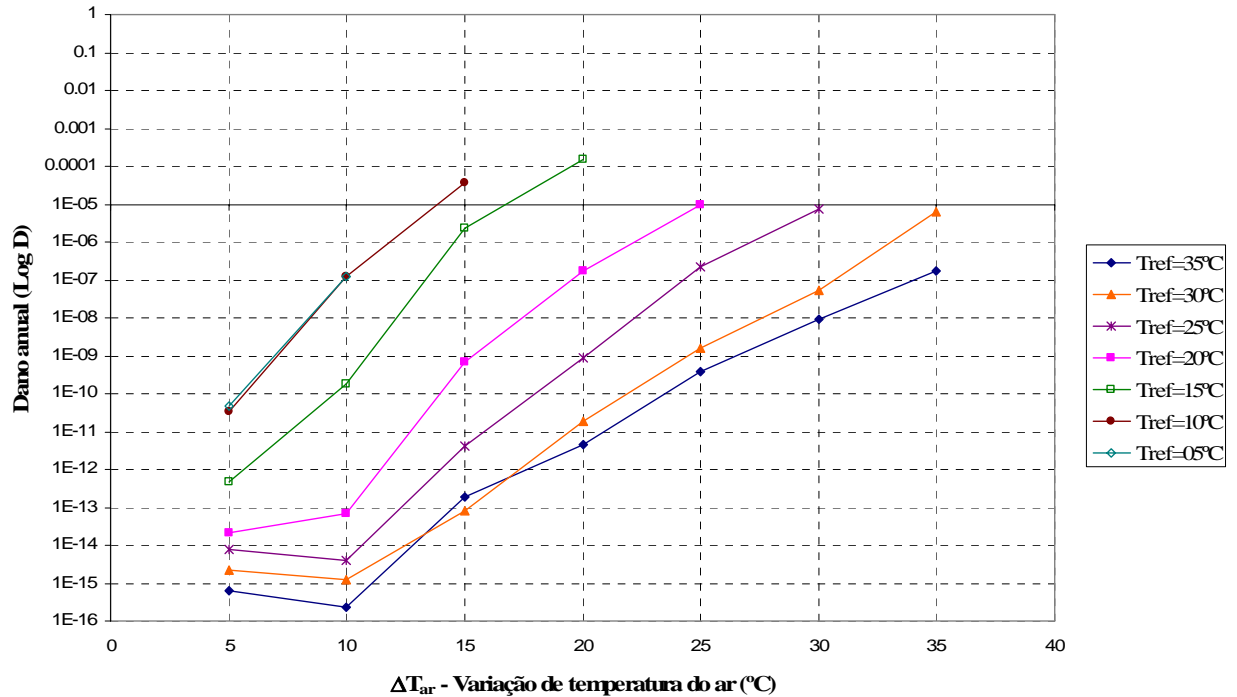


Figura 8.11 – Variação do dano anual resultante exclusivamente da acção das variações de temperatura, num reforço com mistura com BMB

Nas Figuras 8.13 e 8.14 são apresentadas as diversas curvas de dano anual, obtidas para um reforço em mistura betuminosa com BMB e com mistura betuminosa convencional, respectivamente, considerando exclusivamente a acção da carga dum rodado dum eixo de 130 kN.

Para efeitos de comparação dos desempenhos dos dois tipos de materiais adoptados, as curvas de dano anual definidas anteriormente foram representadas para os dois tipos de materiais e para cada temperatura de referência, conforme se pode constatar nas Figuras 8.15 ( $T_{ref}=35^{\circ}C$ ), 8.16 ( $T_{ref}=25^{\circ}C$ ) e 8.17 ( $T_{ref}=15^{\circ}C$ ).

Tendo presente as Figuras 8.9 e 8.10, pode constatar-se que as curvas de dano anual apresentam um comportamento idêntico e com tendência decrescente do dano à medida que se verifica um decréscimo de temperatura no pavimento. Desta análise pode concluir-se que a diminuição da temperatura do ar conduz a situações mais favoráveis do dano.

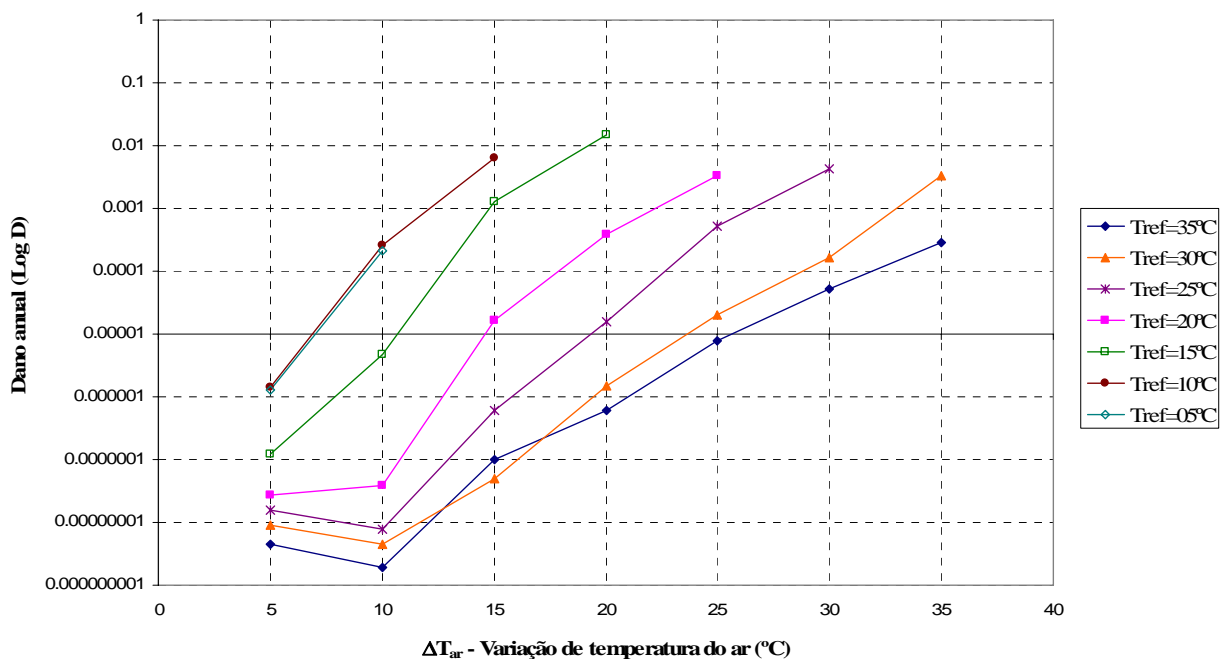


Figura 8.12 – Variação do dano anual, resultante exclusivamente das variações de temperatura, num reforço com mistura convencional

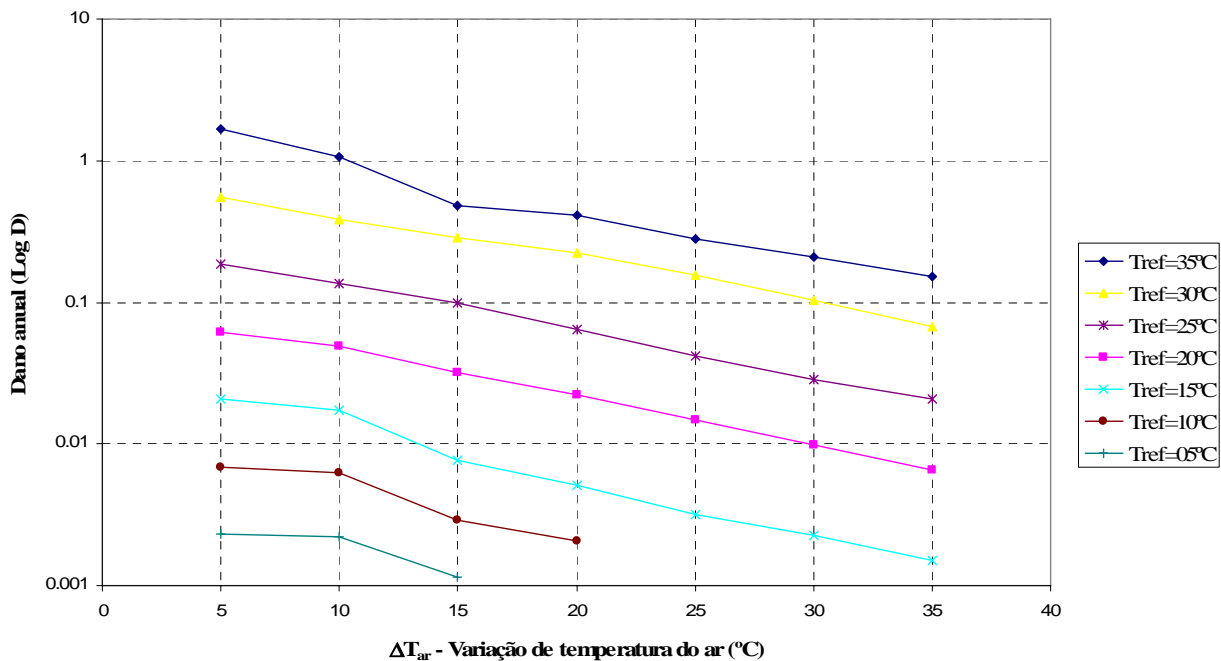


Figura 8.13 – Variação do dano anual com a variação da temperatura, resultante exclusivamente da acção do tráfego (130 kN), num reforço em mistura com BMB

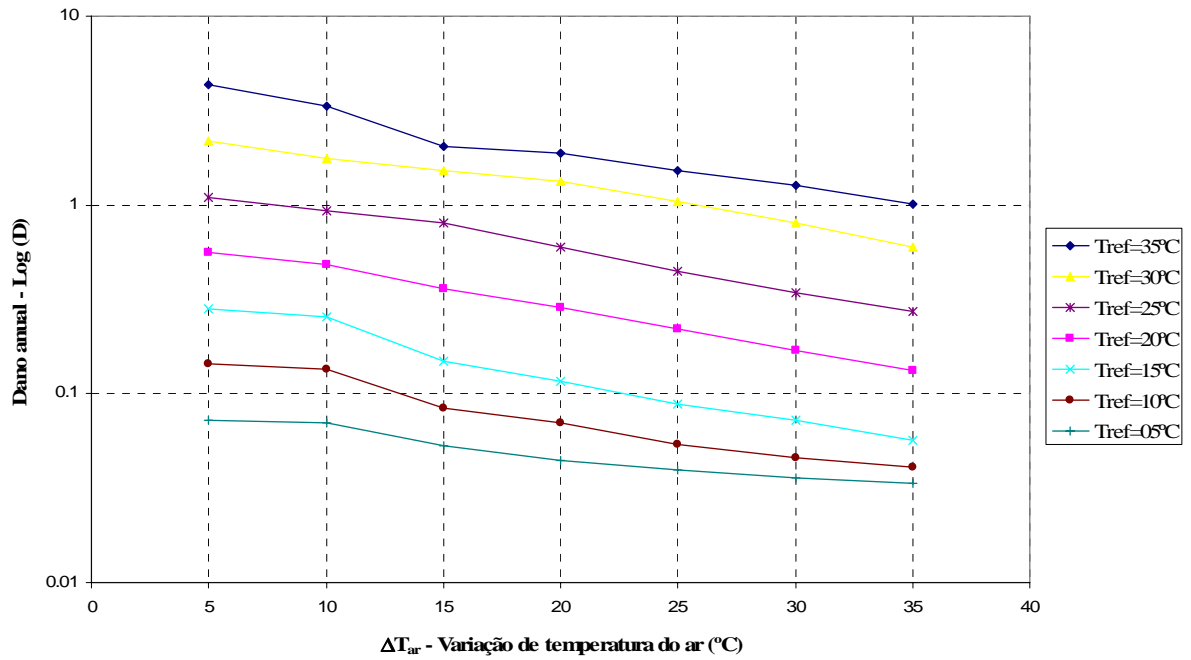


Figura 8.14 – Variação do dano anual com a variação da temperatura, resultante exclusivamente da ação do tráfego (130 kN), num reforço com mistura convencional

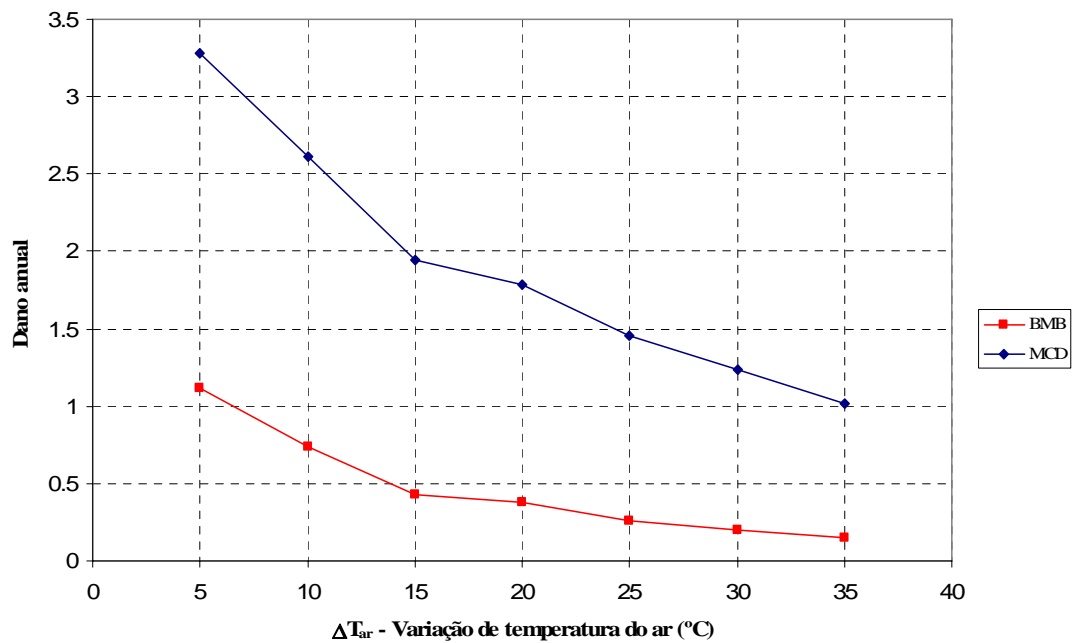


Figura 8.15 – Variação do dano anual com a variação de temperatura, para uma temperatura de referência de 35 °C e para os dois tipos de misturas

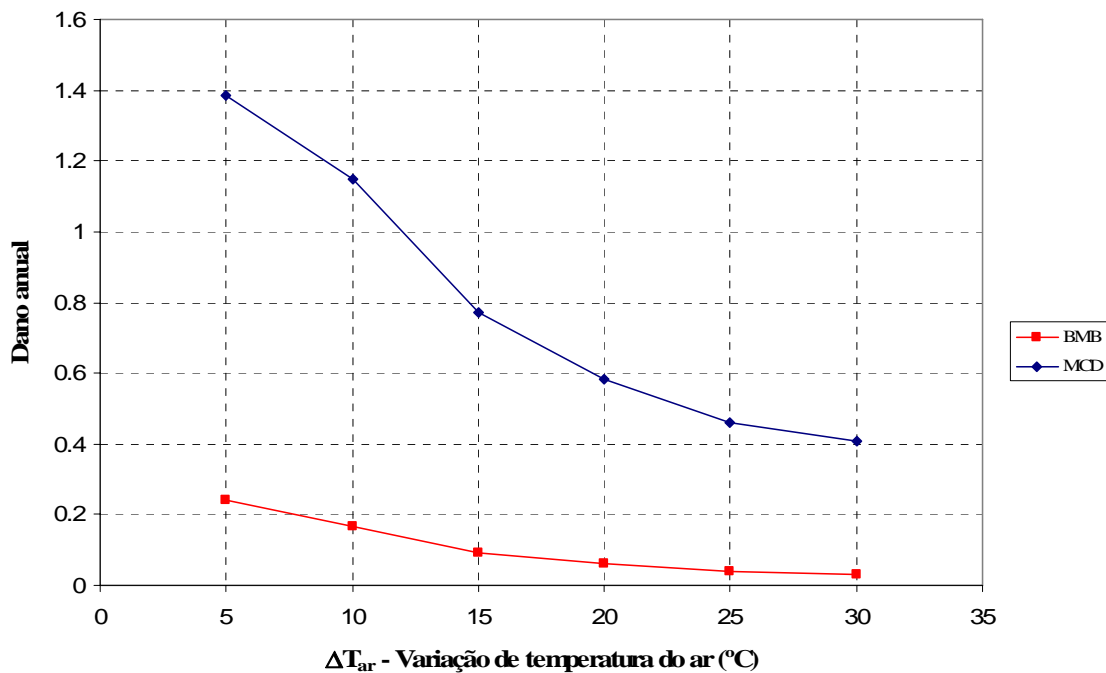


Figura 8.16 – Variação do dano anual com a variação de temperatura, para uma temperatura de referência de 25 °C e para os dois tipos de misturas

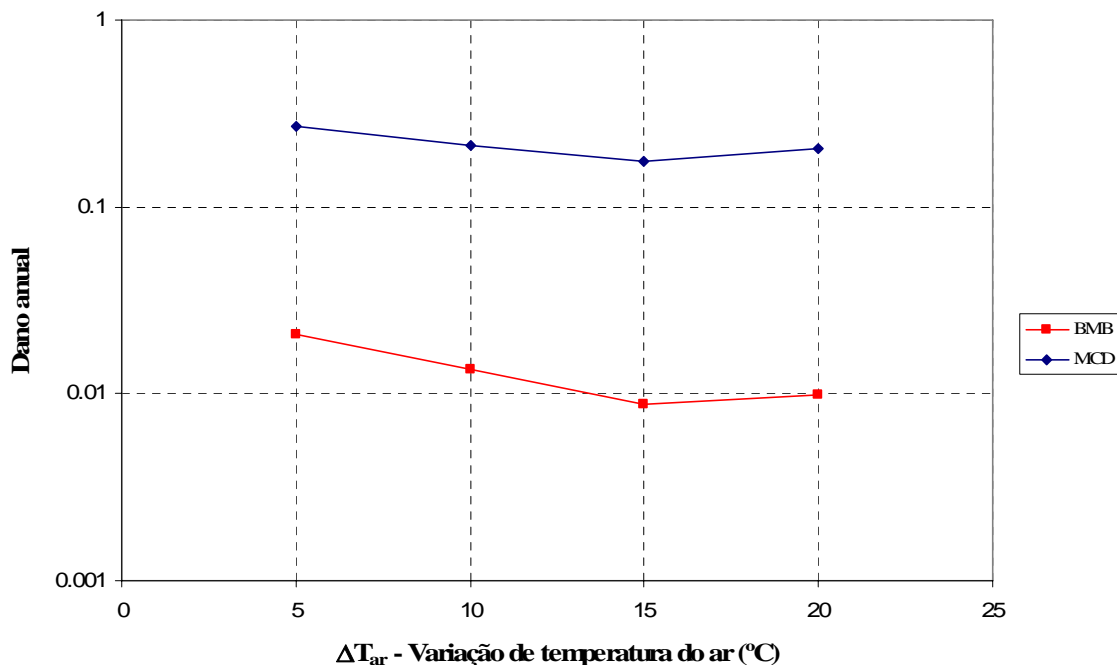


Figura 8.17 – Variação do dano anual com a variação de temperatura, para uma temperatura de referência de 15 °C e para os dois tipos de misturas

Da análise das Figuras 8.15 a 8.17 constata-se a evidência de que as misturas betuminosas com BMB conduzem a danos anuais inferiores às misturas betuminosas convencionais, para qualquer temperatura de referência.

#### 8.4. Relação entre o dano das situações real e teórica – factor de relação de dano

No sub-capítulo anterior realizou-se uma avaliação do dano acumulado anual, calculado através da relação entre o tráfego horário observado e o tráfego horário admissível. Este dano, por sua vez, foi obtido a partir da extensão média de Von Mises calculada, aplicando as leis de fadiga associadas a cada tipo de material, de acordo com a metodologia exposta no capítulo anterior.

Do procedimento descrito resultaram os valores dos danos mensal e anual, que se apresentam na Tabela 8.5. Estes valores do dano são indexados aos valores da temperatura do ar efectivamente observados. A temperatura de referência,  $T_{ref}$ , foi associada à média das temperaturas máximas diárias do ar observadas em cada período de análise. Por sua vez, a temperatura mínima de análise,  $T_{min}$ , foi associada à média das temperaturas mínimas do ar observadas, sendo considerada a diferença algébrica entre estes dois valores como a variação de temperatura,  $\Delta T$ .

Tabela 8.5 – Dano mensal e anual resultante da aplicação de condições de carregamento reais

Período	Temperaturas do ar				Dano-Carregamento real	
	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{min}$	$T_{média}$	BMB	MCD
Janeiro 04	10.14	8.06	2.08	5.96	0.002123	0.008340
Fevereiro 04	11.02	10.67	0.36	5.06	0.004565	0.017382
Março 04	11.69	9.95	1.73	6.65	0.011255	0.036154
Abril 04	15.69	13.13	2.56	9.41	0.014617	0.041459
Mai 04	19.68	12.29	7.39	13.68	0.009999	0.017202
Junho 04	28.13	15.22	12.91	20.99	0.015904	0.012995
Julho 04	27.68	15.17	12.51	20.58	0.018068	0.013910
Agosto 04	25.78	11.49	14.29	20.30	0.015703	0.011692
Setembro 04	25.16	16.46	8.70	16.62	0.011986	0.010663
Outubro 04	16.75	9.12	7.63	11.98	0.004263	0.006598
Novembro 04	10.09	9.13	0.97	4.95	0.001759	0.008147
Dezembro 04	9.084	9.45	-0.37	3.81	0.001884	0.010155
Anual	20.8	13.15	7.65	14.27	0.112125	0.194697

Para cada situação padrão, definida pelo par de valores ( $T_{ref}$ ,  $\Delta T$ ) foram obtidos valores do dano para cada mês do ano. Deste procedimento foram estabelecidas, para cada mês do ano, relações do tipo das que se apresentam nas Figuras 8.9 e 8.10, associadas a cada par de valores ( $T_{ref}$ ,  $\Delta T$ ).

Nas Figuras 8.18 e 8.19 apresentam-se evoluções do dano para as situações padrão, para os meses de Janeiro e de Julho, para os dois tipos de materiais de reforço considerados.

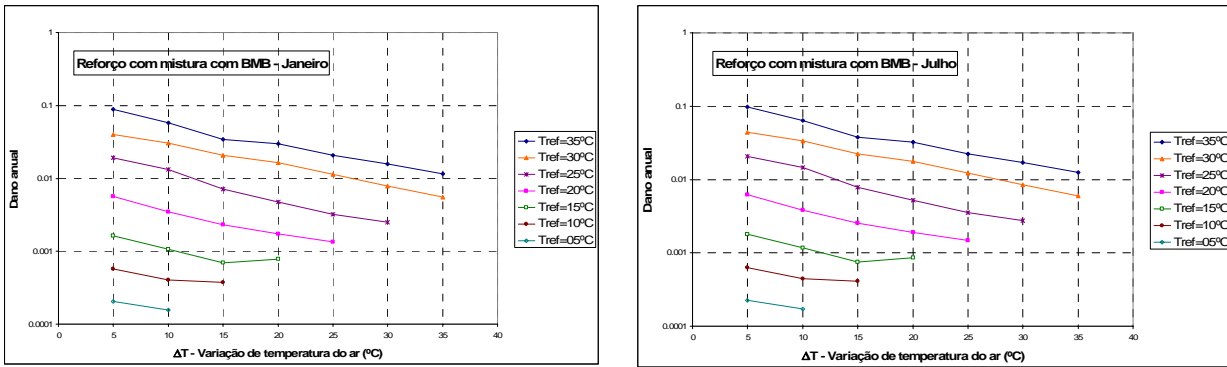


Figura 8.18 – Variação do dano mensal com  $T_{ref}$  e com  $\Delta T$ , para um reforço em mistura com BMB

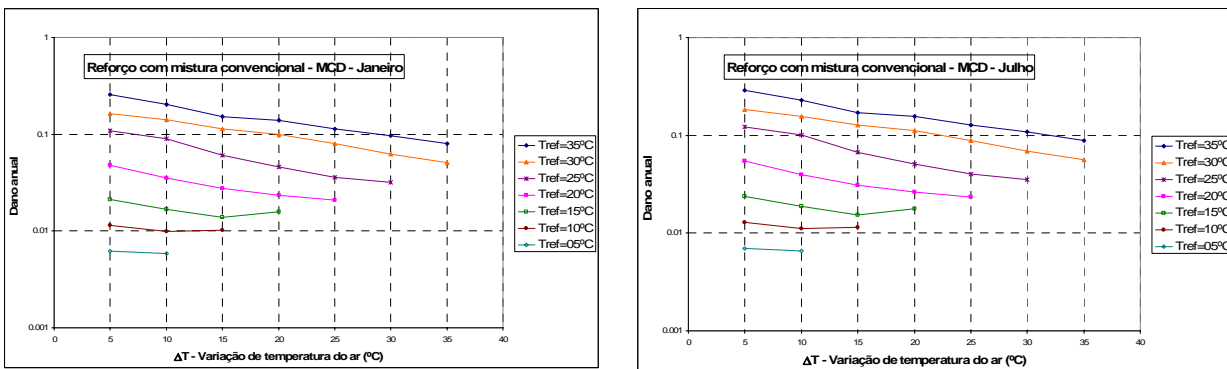


Figura 8.19 – Variação do dano mensal com  $T_{ref}$  e com  $\Delta T$ , para um reforço com mistura betuminosa convencional

Para cada carregamento teórico constatou-se existir uma tendência de evolução do dano com os parâmetros que caracterizam cada situação padrão, ou seja, com a temperatura de referência,  $T_{ref}$ , e com a variação de temperatura,  $\Delta T$ . A evolução do dano mensal, para cada mês analisado, com a temperatura de referência,  $T_{ref}$ , e com as variações de temperatura,  $\Delta T$ , exibe uma tendência do tipo exponencial, tendo-se obtido como melhor expressão de ajuste a seguinte expressão:

$$dano = a \times T_{ref}^b \times e^{c \times \Delta T} \quad (8.1)$$

onde:  $a$ ,  $b$  e  $c$  = constantes de ajuste à evolução mensal do dano, definidos para cada mês;

$T_{ref}$  = temperatura de referência;

$\Delta T$  = variação de temperatura.

Para cada mês e para o período anual, realizou-se um estudo estatístico de ajuste da evolução do dano, através da obtenção das constantes  $a$ ,  $b$  e  $c$ , baseado no ajuste da Expressão 8.1, aos valores do dano associados aos diversos valores de  $(T_{ref}, \Delta T)$ . O referido ajuste resultou otimizado com o estabelecimento de constantes para duas faixas de valores de  $T_{ref}$ :

- $35\text{ °C} > T_{ref} > 15\text{ °C}$ ;
- $15\text{ °C} > T_{ref} > -5\text{ °C}$ .

Deste estudo obtiveram-se as constantes que se apresentam na Tabela 8.6, expressas para cada mês, para o período anual e para cada tipo de material. Com base na Expressão 8.1, e usando as constantes da Tabela 8.6, é possível determinar o dano teórico para qualquer uma das condições de carregamento expressas na Tabela 8.5 e para cada período de análise.

Tabela 8.6 – Constantes das expressões para obtenção do dano

		BMB				MCD			
		a	b	c	R <sup>2</sup>	a	b	c	R <sup>2</sup>
Dano Janeiro	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	1.640E-08	4.454E+00	-7.375E-02	0.922	1.467E-05	2.803E+00	-4.071E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.517E-06	2.215E+00	-7.015E-02	0.983	1.028E-03	1.126E+00	-2.460E-02	0.978
Dano Fevereiro	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	1.641E-08	4.433E+00	-7.371E-02	0.909	1.423E-05	2.792E+00	-4.074E-02	0.994
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.132E-06	2.215E+00	-6.992E-02	0.983	9.554E-04	1.127E+00	-2.411E-02	0.977
Dano Março	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	7.786E-09	4.680E+00	-7.386E-02	0.996	1.214E-05	2.874E+00	-4.067E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.651E-06	2.227E+00	-7.076E-02	0.983	1.098E-03	1.127E+00	-2.521E-02	0.978
Dano Abril	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	6.998E-09	4.674E+00	-7.154E-02	0.996	1.133E-05	2.868E+00	-4.008E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	4.989E-06	2.223E+00	-6.550E-02	0.983	1.003E-03	1.124E+00	-2.295E-02	0.978
Dano Maio	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	7.679E-09	4.679E+00	-7.430E-02	0.996	1.197E-05	2.870E+00	-4.078E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.745E-06	2.209E+00	-6.954E-02	0.983	1.059E-03	1.127E+00	-2.433E-02	0.978
Dano Junho	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	7.864E-09	4.681E+00	-7.464E-02	0.996	1.223E-05	2.873E+00	-4.107E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.800E-06	2.218E+00	-6.993E-02	0.984	1.098E-03	1.126E+00	-2.533E-02	0.978
Dano Julho	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	8.129E-09	4.681E+00	-7.417E-02	0.996	1.297E-05	2.870E+00	-4.085E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	6.293E-06	2.203E+00	-7.075E-02	0.982	1.156E-03	1.126E+00	-2.483E-02	0.978
Dano Agosto	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	9.878E-09	4.682E+00	-7.464E-02	0.996	1.609E-05	2.869E+00	-4.120E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	7.590E-06	2.207E+00	-7.106E-02	0.982	1.423E-03	1.127E+00	-2.480E-02	0.977
Dano Setembro	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	8.655E-09	4.678E+00	-7.363E-02	0.996	1.341E-05	2.875E+00	-4.059E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	6.375E-06	2.215E+00	-6.877E-02	0.984	1.220E-03	1.125E+00	-2.488E-02	0.978
Dano Outubro	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	7.878E-09	4.675E+00	-7.347E-02	0.996	1.215E-05	2.873E+00	-4.051E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.548E-06	2.229E+00	-6.887E-02	0.983	1.092E-03	1.125E+00	-2.455E-02	0.978
Dano Novembro	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	7.399E-09	4.680E+00	-7.315E-02	0.996	1.154E-05	2.876E+00	-4.043E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.657E-06	2.208E+00	-7.014E-02	0.982	1.047E-03	1.125E+00	-2.397E-02	0.978
Dano Dezembro	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	6.803E-09	4.678E+00	-7.262E-02	0.996	1.077E-05	2.874E+00	-4.018E-02	0.995
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	5.005E-06	2.222E+00	-6.961E-02	0.982	9.668E-04	1.125E+00	-2.301E-02	0.977
Dano Anual	35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	9.321E-08	4.680E+00	-7.368E-02	0.996	1.479E-04	2.871E+00	-4.089E-02	0.998
	15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	7.086E-05	2.207E+00	-6.962E-02	0.983	1.317E-02	1.124E+00	-2.416E-02	0.978

Na Tabela 8.7 apresentam-se os valores do dano determinados através da referida expressão, para cada uma das condições de carregamento ( $T_{ref}$ ,  $\Delta T$  e período de análise). Com base nos valores do dano reais e teóricos, obtidos para cada período, é possível estabelecer um factor que

exprima uma relação entre o dano teórico e o dano real para cada situação. Este factor foi designado por “factor de relação de dano” e foi definido através da seguinte expressão:

$$r = \frac{D_{mensal}^{real}}{D_{mensal}^{teórico}} \quad (8.2)$$

onde:  $r$  = factor de relação de dano entre o dano teórico e o dano real;

$D_{mensal}^{real}$  = dano total mensal resultante da acção do tráfego e das variações de temperatura reais;

$D_{mensal}^{teórico}$  = dano total mensal resultante da acção do tráfego e das variações de temperatura para as situações padrão teóricas.

Na Tabela 8.7 apresentam-se os valores do “factor de relação de dano” para cada período em análise e para cada tipo de material considerado. O estudo estatístico de ajuste da evolução do dano, conducente à obtenção das constantes  $a$ ,  $b$  e  $c$  da Expressão 8.1, foi realizado separadamente para cada mês do ano e para a globalidade do ano em análise.

Tabela 8.7 – Dano real, dano teórico e factor de relação de dano

Período	Temperaturas do ar				Dano-Carregamento real		Dano-Carregamento teórico		factor (Dr/Dt)	
	$T_{ref}$	$\Delta T$	$T_{min}$	$T_{média}$	BMB	MCD	BMB	MCD	BMB	MCD
Janeiro 04	10.14	8.06	2.08	5.96	2.123E-03	8.340E-03	5.304E-04	1.145E-02	4.002E+00	7.283E-01
Fevereiro 04	11.02	10.67	0.36	5.06	4.565E-03	1.738E-02	4.956E-04	1.104E-02	9.211E+00	1.574E+00
Março 04	11.69	9.95	1.73	6.65	1.125E-02	3.615E-02	6.677E-04	1.363E-02	1.686E+01	2.653E+00
Abril 04	15.69	13.13	2.56	9.41	1.462E-02	4.146E-02	1.061E-03	1.800E-02	1.378E+01	2.303E+00
Mai 04	19.68	12.29	7.39	13.68	9.999E-03	1.720E-02	3.492E-03	3.754E-02	2.864E+00	4.582E-01
Junho 04	28.13	15.22	12.91	20.99	1.590E-02	1.299E-02	1.536E-02	9.528E-02	1.035E+00	1.364E-01
Julho 04	27.68	15.17	12.51	20.58	1.807E-02	1.391E-02	1.485E-02	9.614E-02	1.216E+00	1.447E-01
Agosto 04	25.78	11.49	14.29	20.30	1.570E-02	1.169E-02	1.696E-02	1.123E-01	9.257E-01	1.041E-01
Setembro 04	25.16	16.46	8.70	16.62	1.199E-02	1.066E-02	9.203E-03	7.317E-02	1.302E+00	1.457E-01
Outubro 04	16.75	9.12	7.63	11.98	4.263E-03	6.598E-03	2.130E-03	2.757E-02	2.002E+00	2.393E-01
Novembro 04	10.09	9.13	0.97	4.95	1.759E-03	8.147E-03	4.914E-04	1.133E-02	3.580E+00	7.188E-01
Dezembro 04	9.08	9.45	-0.37	3.81	1.884E-03	1.016E-02	3.487E-04	9.312E-03	5.402E+00	1.090E+00
Anual	20.80	13.15	7.65	14.27	1.121E-01	1.947E-01	5.206E-02	5.246E-01	2.154E+00	3.711E-01

Para simplificar o procedimento de avaliação do dano teórico mensal, de modo a que este não dependa do mês em análise, realizou-se também um ajuste da Expressão 8.1 à globalidade do ano, tendo-se obtido os parâmetros  $a$ ,  $b$  e  $c$  que se apresentam na Tabela 8.8. Este ajuste permitiu obter uma expressão mais generalizada que as anteriores, a qual é expressa igualmente para dois domínios de temperaturas de referência,  $T_{ref}$ :

- $35\text{ °C} > T_{ref} > 15\text{ °C}$ ;
- $15\text{ °C} > T_{ref} > -5\text{ °C}$ .

Tabela 8.8 – Constantes da Expressão 8.1 para obtenção do dano para a globalidade do ano

	BMB				MCD			
	a	b	c	R <sup>2</sup>	a	b	c	R <sup>2</sup>
35°C < T <sub>ref</sub> < 15°C	8.153E-09	4.666E+00	-7.356E-02	9.740E-01	1.770E-06	2.617E+00	-5.653E-02	8.618E-01
15°C < T <sub>ref</sub> < 5°C	1.412E-05	2.830E+00	-4.034E-02	9.582E-01	8.388E-04	1.199E+00	-1.598E-02	7.814E-01

Com base na Expressão 8.1, e usando as constantes da Tabela 8.8, é possível determinar o dano teórico para qualquer uma das condições de carregamento expressas na Tabela 8.5. Na Tabela 8.9 apresentam-se os valores do dano determinados através da referida expressão, para cada uma das condições de carregamento (temperatura de referência, variação de temperatura e período em análise) e os valores do factor de relação de dano correspondente.

Tabela 8.9 – Dano real, dano teórico e factor de relação de dano

Período	Temperaturas do ar				Dano-Carregamento real		Dano-Carregamento teórico		factor (Dr/Dt)	
	T <sub>ref</sub>	ΔT	T <sub>min</sub>	T <sub>média</sub>	BMB	MCD	BMB	MCD	BMB	MCD
Janeiro 04	10.14	8.06	2.08	5.96	0.002123	0.008340	0.007175	0.011862	0.295852	0.703097
Fevereiro 04	11.02	10.67	0.36	5.06	0.004565	0.017382	0.008187	0.012580	0.557551	1.381666
Março 04	11.69	9.95	1.73	6.65	0.011255	0.036154	0.009943	0.013649	1.131896	2.648738
Abril 04	15.69	13.13	2.56	9.41	0.014617	0.041459	0.020128	0.018468	0.726215	2.244931
Mai 04	19.68	12.29	7.39	13.68	0.009999	0.017202	0.003599	0.002151	2.778529	7.995755
Junho 04	28.13	15.22	12.91	20.99	0.015904	0.012995	0.015363	0.004643	1.035240	2.798691
Julho 04	27.68	15.17	12.51	20.58	0.018068	0.013910	0.014293	0.004463	1.264046	3.116920
Agosto 04	25.78	11.49	14.29	20.30	0.015703	0.011692	0.013446	0.004562	1.167871	2.563000
Setembro 04	25.16	16.46	8.70	16.62	0.011986	0.010663	0.008329	0.003232	1.439053	3.298987
Outubro 04	16.75	9.12	7.63	11.98	0.004263	0.006598	0.002143	0.001688	1.989442	3.907951
Novembro 04	10.09	9.13	0.97	4.95	0.001759	0.008147	0.006787	0.011599	0.259251	0.702369
Dezembro 04	9.08	9.45	-0.37	3.81	0.001884	0.010155	0.004970	0.010169	0.379012	0.998642
Anual	20.80	13.15	7.65	14.27	0.112125	0.194697	0.052061	0.524624	2.153718	0.371117

Da Tabela 8.7 constata-se que o factor de relação de dano apresenta valores próximos da unidade para temperaturas médias do ar típicas dos meses quentes. Para os meses frios os factores de relação de dano apresentam alguma dispersão, apresentando na maioria dos casos valores inferiores à unidade.

### 8.5. Proposta duma metodologia de dimensionamento

O estudo realizado no presente trabalho contribuiu significativamente para o estabelecimento de um procedimento conducente ao dimensionamento de reforços de pavimentos, considerando a acção das variações de temperatura e do tráfego. O resultado do trabalho realizado pode, desde já, contribuir para o estabelecimento dum conjunto de procedimentos que permitam realizar o dimensionamento do reforço de pavimentos, constituído por um dos materiais estudados. Na

Figura 8.20 apresenta-se um diagrama de fluxo representativo do conjunto de procedimentos que permite realizar o dimensionamento considerando o efeito das variações de temperatura.

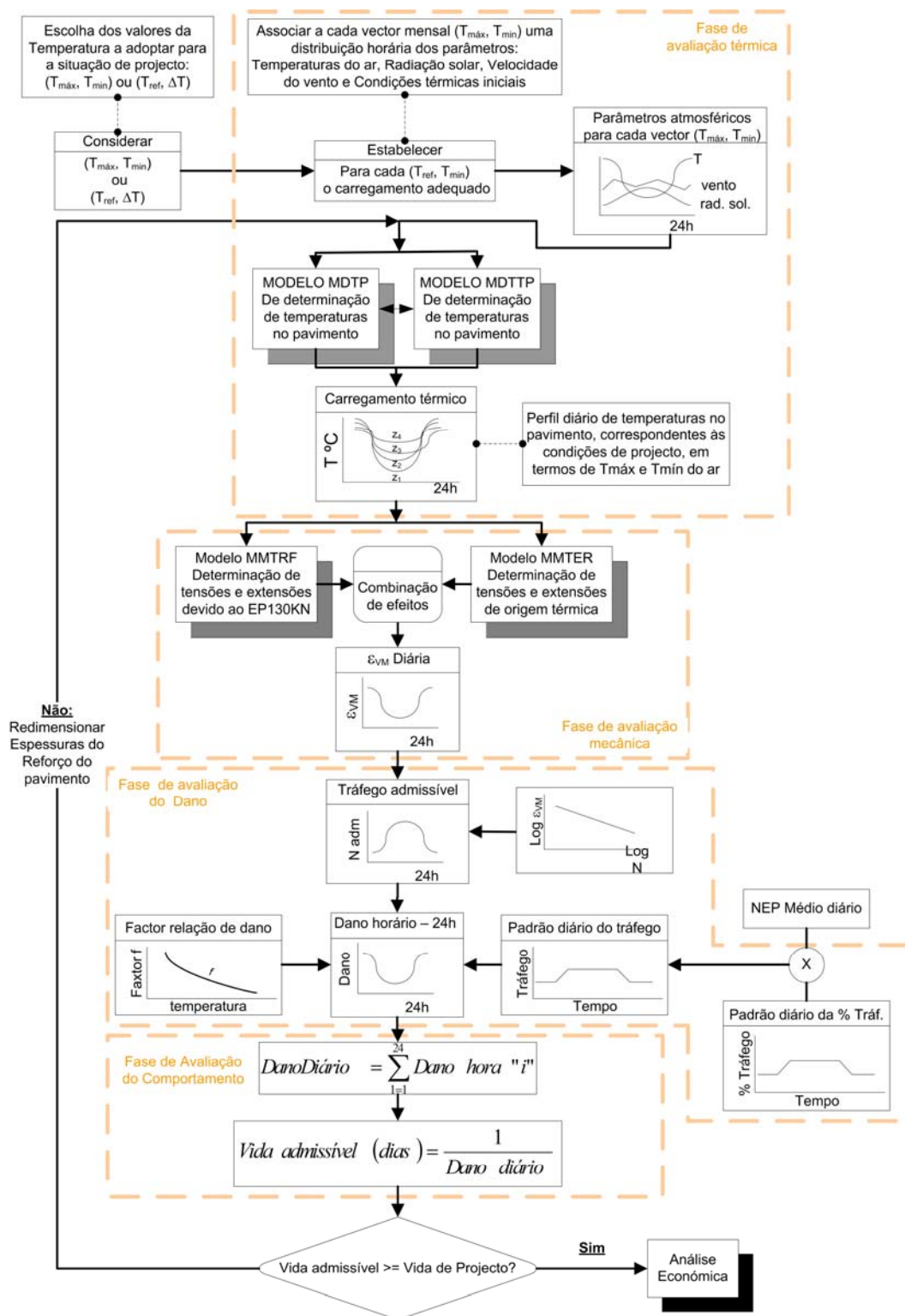


Figura 8.20 – Procedimento para dimensionamento dum reforço de pavimento

Os principais procedimentos envolvidos na metodologia proposta podem ser agrupados nas seguintes fases:

- estabelecimento das condições térmicas de carregamento;
- avaliação do estado térmico no pavimento;
- avaliação do estado de extensão no pavimento;
- avaliação do dano horário para 24 horas, associado ao carregamento;
- avaliação do comportamento do pavimento.

O estabelecimento das condições térmicas consiste basicamente na escolha da: distribuição diária de temperaturas; distribuição diária da radiação solar; velocidade média do vento à superfície do pavimento, às quais se possam associar aos parâmetros que caracterizam o carregamento térmico:  $T_{ref}$  e  $\Delta T$ . Esta operação baseia-se no conjunto de procedimentos propostos em 8.2.1. e apresentados na Figura 8.2.

A fase de avaliação do estado térmico do pavimento envolve a determinação das temperaturas em todo o domínio geométrico/mecânico do pavimento resultante da acção térmica definida anteriormente. Para esta determinação é usada a metodologia dos elementos finitos, através dos modelos definidos anteriormente e funcionando inicialmente em estado estacionário, para definição do estado térmico inicial do pavimento, seguido duma análise em estado transiente para todas as horas do dia, função da evolução dos parâmetros atmosféricos. Todo o procedimento proposto deverá seguir os procedimentos expostos 8.2.2 e expressos no diagrama apresentado na Figura 8.3.

A fase de avaliação do estado térmico do pavimento conduz ao estabelecimento do carregamento térmico a considerar nos modelos de avaliação do estado de tensão e de extensão no pavimento. Na fase de avaliação mecânica do pavimento são usados os modelos MMTRF e MMTER para avaliação do estado de tensão devido à acção do tráfego e devido à acção das variações de temperatura, respectivamente.

Em ambos os modelos o estado térmico calculado anteriormente é usado para o estabelecimento das propriedades dos materiais ao longo do tempo. Nesta fase é avaliado o estado de extensão associado à actuação conjunta das duas acções. Os procedimentos a adoptar nesta fase são análogos aos apresentados em 8.2.2 e expressos no diagrama apresentado na Figura 8.3.

A fase seguinte do processo de dimensionamento consiste na avaliação do dano diário associado ao carregamento considerado, determinado com base no estado de extensão de Von Mises, obtido para as 24 horas do dia na fase anterior, e considerando um padrão de distribuição diária do tráfego. Considerando as extensões de Von Mises horárias e as leis de fadiga da mistura betuminosa do reforço é determinado o número de eixos padrão admissíveis para a extensão de Von Mises existente, de acordo com o procedimento apresentado em 7.4.2. Este procedimento foi igualmente utilizado em 8.2.3., de acordo com a Figura 8.8.

Estabelecido assim o tráfego admissível em cada hora do dia, de seguida é avaliado o dano horário como a relação entre o tráfego observado e o tráfego admissível, de acordo com o procedimento apresentado em 7.4.3.. Para este efeito, o tráfego a adoptar como “observado” deve basear-se na adopção do número equivalente de eixos padrão diário, distribuído pelas horas do dia de acordo com uma distribuição horária de tráfego, em percentagem, assente na distribuição horária típica de Portugal, apresentada em (Pereira *et al.*, 2002).

O resultado deste procedimento consiste na obtenção de 24 valores do dano horário correspondentes a um dia de carregamento. Estes valores correspondem ao resultado de um carregamento teórico e, como tal, devem ser, ainda, afectados por um factor de correcção, apresentado em 8.4. como “factor de relação de dano”. O objectivo da aplicação deste factor consiste na conversão dum dano teórico num dano realista. Os valores do factor de relação de dano devem, no futuro, ser obtidos através de relações desenvolvidas como se apresentou em 8.4., a partir do estudo duma quantidade significativa de situações de carregamento e de tipos de estruturas de pavimento.

A fase final do processo de dimensionamento, ou de avaliação do comportamento do reforço, consiste em verificar o comportamento do reforço através da imposição do cumprimento da condição de a vida admissível para o reforço ser maior ou igual à vida de projecto imposta. Para o cumprimento desta imposição parte-se do conhecimento do dano horário durante 24 horas para um tráfego diário imposto na fase anterior. O somatório do dano ocorrido a todas as horas do dia conduz ao dano diário no reforço. A quantidade de dias a que o reforço pode resistir é dada pela relação:

$$Vida\ admissível(dias) = \frac{1}{Dano\ diário} \quad (8.3)$$

A unidade considerada neste procedimento (o dia) corresponde basicamente ao período de tempo em que ocorre o número de eixos padrão médio diário (NEP médio diário), considerado na fase anterior de dimensionamento. Neste sentido, o número de dias associado à vida de projecto é dado pela relação:

$$Vida\ projecto = \frac{NAEP}{NEP_{medio\ diário}} \quad (8.4)$$

onde: NAEP = Número equivalente de eixos padrão de 130 kN para o período de projecto.

Nesta fase de dimensionamento deve ser comparada a vida admissível do reforço com a vida de projecto. Desta comparação resulta a decisão de redimensionar o reforço, para o caso de a vida previsível ser inferior à vida de projecto, ou de considerar o processo de dimensionamento terminado e avançar para uma fase posterior de avaliação económica de alternativas.

### 8.5.1. Considerações sobre a aplicação do processo de dimensionamento

A aplicação do processo de dimensionamento apresentado reveste-se de alguma complexidade e morosidade, as quais não são compatíveis com a sua aplicação generalizada. Por um lado, os modelos de avaliação do comportamento térmico e mecânico do pavimento baseados na metodologia dos elementos finitos requerem, da parte de quem os utiliza, um conhecimento profundo das suas particularidades e do seu funcionamento, para além do domínio da aplicação na qual correm estes modelos, ou seja, do software ANSYS. Por outro lado, a introdução de dados e a interpretação, análise e tratamento dos resultados do processamento revestem-se de alguma complexidade, quase impeditiva, para quem não está familiarizado com o uso deste tipo de metodologias, para a persecução dos objectivos do dimensionamento. No âmbito da introdução de dados refere-se a dificuldade de, na fase de estabelecimento das condições térmicas de carregamento, ser estabelecido o carregamento térmico, concretamente o estabelecimento dos perfis diários de temperaturas do ar, radiação solar e velocidade média do vento.

Neste sentido, e numa perspectiva de simplificar o processo de dimensionamento apresentado, o conjunto de procedimentos apresentado poderá, no futuro, evoluir para um processo que envolva

procedimentos baseados em relações (expressões) generalizadas que permitam obter valores do dano de uma forma expedita e simples. O principal objectivo deste tipo de relações é o de, a partir do conjunto de dados sobre as condições de carregamento do reforço, obter directamente o dano diário no reforço. Este tipo de relações deverá no futuro assumir, no processo de dimensionamento, o papel correspondente ao funcionamento das seguintes fases:

- avaliação do estado térmico no pavimento;
- avaliação do estado de extensão no pavimento;
- avaliação do dano horário para 24 horas, associado ao carregamento.

Assim, propõe-se que um trabalho futuro neste domínio seja o estudo da evolução do processo apresentado, baseado numa redução dos procedimentos apresentados na Figura 8.20, à custa do estabelecimento dum conjunto de relações, ou expressões que permitam obter, a partir dos dados de caracterização do problema, o dano horário para 24 horas associado ao carregamento e para o reforço em estudo. Na Figura 8.21 apresenta-se, duma forma generalizada, o processo de dimensionamento resultante da evolução proposta. Neste processo deverão constar as fases de dimensionamento que se apresentam no esquema da Figura 8.22, e que serão as seguintes:

- definição de dados;
- obtenção do dano diário no reforço;
- avaliação do comportamento do reforço.

Do processo de dimensionamento proposto, as fases de definição de dados e de avaliação do comportamento do reforço apresentam o mesmo tratamento previsto para o procedimento de dimensionamento actual e apresentado na Figura 8.20. Como se referiu, a principal evolução proposta reduz-se apenas à fase de avaliação do dano horário para 24 horas, a qual consistirá na aplicação de relações, ou expressões, que explicitem o mesmo resultado que se obtém actualmente com as fases de avaliação térmica, avaliação mecânica e de avaliação do dano. Este tipo de relações deverão permitir obter um perfil diário de danos horários, determinados para um tráfego unitário e com uma distribuição horária padrão. O dano horário assim obtido, quando multiplicado pelo número de eixos padrão médio diário, deverá fornecer o dano horários para 24 horas a considerar no processo de dimensionamento.

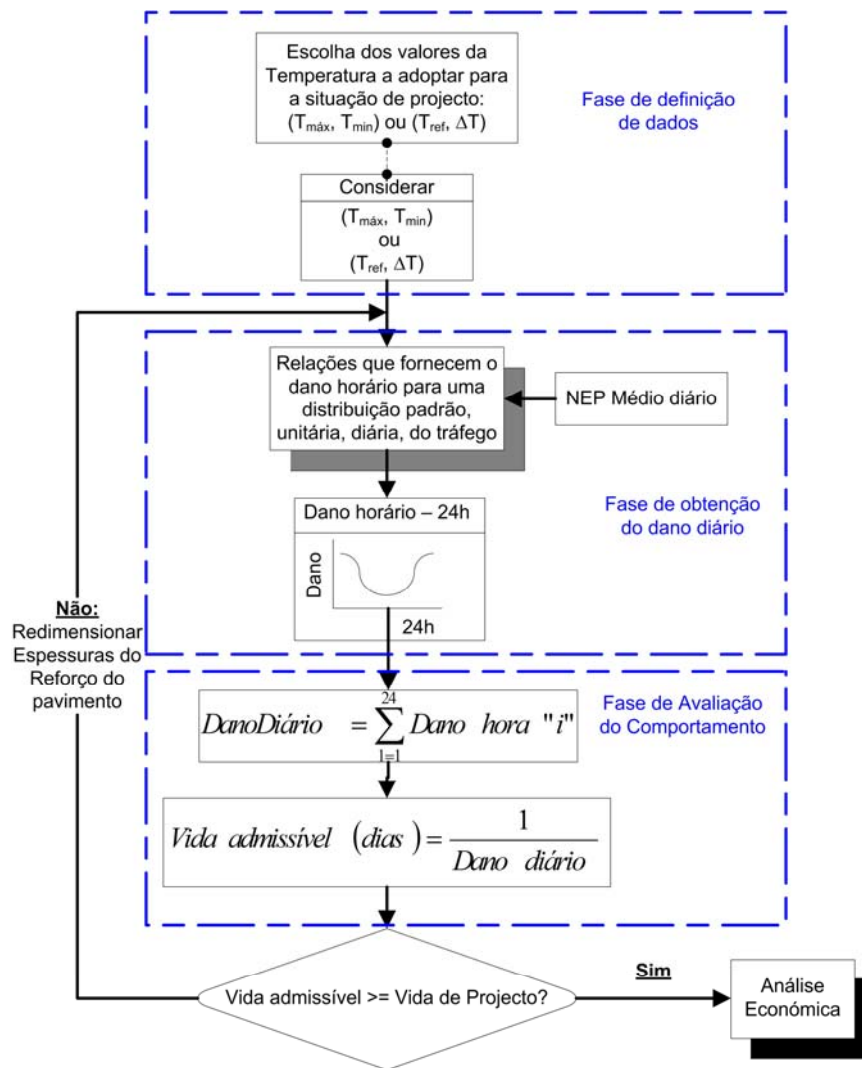


Figura 8.21 – Evolução do processo de dimensionamento do reforço de um pavimento

Na Figura 8.22 apresenta-se as fases propostas anteriormente (Figura 8.21) enquadradas nas fases propostas para a evolução do processo de dimensionamento. De realçar que o seguinte conjunto de fases:

- avaliação do estado térmico no pavimento;
- avaliação do estado de extensão no pavimento;
- avaliação do dano horário para 24 horas, associado ao carregamento,

deverá ser enquadrado pelas relações propostas para a evolução da metodologia, as quais permitirão calcular o dano diário de uma forma explícita.

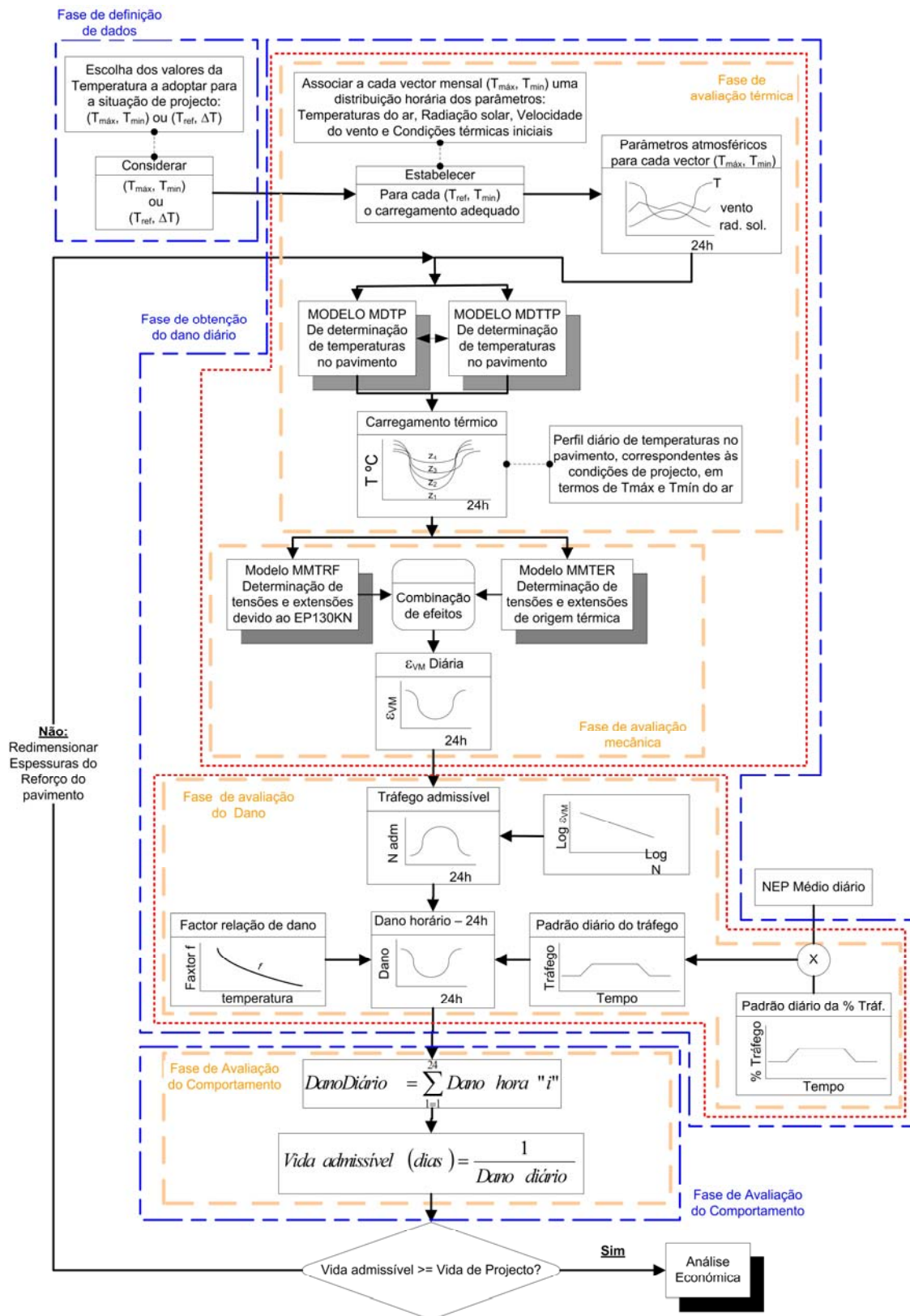


Figura 8.22 – Agrupamento de fases para procedimento futuro do dimensionamento do reforço de um pavimento

O estabelecimento de relações que cumpram os objectivos propostos deverão observar basicamente os seguintes aspectos:

- deverão ser desenvolvidas relações para situações de carregamento padrão (teóricas), referenciadas através da adopção de dois valores de temperatura do ar, definidas pelo par de valores  $(T_{ref}, \Delta T)$ , conforme adoptado na primeira parte deste capítulo. O par de valores a adoptar serão: temperatura de referência,  $T_{ref}$ , correspondente à temperatura máxima no ciclo diário, e a variação diária da temperatura,  $\Delta T$ , ficando, com este último valor, implicitamente definida uma temperatura mínima diária do ar.
- as relações deverão ser desenvolvidas para diversos tipos de estruturas de reforço, caracterizados para diversas espessuras do pavimento e para diversos valores da rigidez das camadas existentes, incluindo do solo de fundação.

O processo de obtenção das relações propostas deve seguir, de uma forma geral, os procedimentos adoptados no estudo apresentado na primeira parte do presente capítulo. Deste processo deverão resultar relações que permitam:

- a partir do estabelecimento dum par de valores  $(T_{ref}, \Delta T)$  garantir a obtenção dum perfil diário de extensões de Von Mises associadas à combinação das acções do tráfego e das variações de temperatura. Para tal deverá adoptar-se um procedimento do tipo do apresentado na Figura 8.3;
- como alternativa ao perfil proposto no ponto anterior poder-se-á, a partir do estabelecimento dum par de valores  $(T_{ref}, \Delta T)$ , garantir a obtenção dum perfil diário que reflecta um tráfego horário admissível, como por exemplo o da Figura 8.7;
- a partir do estabelecimento dum par de valores  $(T_{ref}, \Delta T)$  garantir a obtenção dum perfil diário de danos horários associados à combinação das acções do tráfego e das variações de temperatura. Para tal deverá adoptar-se um procedimento do tipo do apresentado na Figura 8.6.

Crê-se que, com a proposta de metodologia de dimensionamento apresentada e contemplando a evolução das fases de dimensionamento, no futuro se poderá vir a dispor de uma “ferramenta” essencial para o dimensionamento do reforço de pavimentos.

## 8.6. Conclusões

No presente capítulo apresentou-se um estudo de simulação de situações teóricas de carregamento do reforço de um pavimento, tendo em vista estabelecer relações entre situações teóricas de carregamento e as condições de carregamento reais correspondentes.

Desta forma concluiu-se da possibilidade de estabelecer relações entre as condições de carregamento ( $T_{ref}$ ,  $\Delta T$ ) e o dano teórico mensal associado. Concluiu-se ainda da possibilidade de se poderem estabelecer relações entre os danos real e teórico para um pavimento composto por misturas betuminosas com BMB e misturas betuminosas convencionais, através do estabelecimento de um factor de relação de danos. Esta conclusão poderá ser confirmada com a realização de estudos com outras estruturas de pavimento e a outros materiais.

Neste contexto conclui-se ainda que havendo uma relação entre os danos real e teórico, esta poderá vir a ser expressa por modelos de previsão para condições de carregamento mais generalizadas.

Do estudo do comportamento do reforço do pavimento composto pelos dois tipos de materiais adoptados no presente trabalho, pode ainda concluir-se que os reforços constituídos por uma mistura betuminosa com BMB apresentam melhor comportamento que os reforços com misturas betuminosas convencionais, sob o ponto de vista da reflexão de fendas considerando variações de temperatura.

Finalmente, foi proposta uma metodologia para o dimensionamento do reforço de pavimentos e foi apontada uma possibilidade de evolução dessa metodologia para uma formatação que permita um uso mais generalizado e simplificado, comparativamente com a metodologia actualmente adoptada neste trabalho.

## **9. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **9.1. Síntese do trabalho**

No presente trabalho considerou-se que o fenómeno da reflexão de fendas constitui uma das causas principais do aparecimento prematuro de fendilhamento nos reforços de pavimentos, assumindo-se que a reflexão de fendas num reforço se deve sobretudo à elevada concentração de tensões, na zona sobre as fendas existentes, provocadas pelos movimentos dos seus bordos, resultantes da acção do tráfego e das variações de temperatura.

Em situações práticas de aplicação de soluções de reforço estrutural tem sido frequentemente adoptada a aplicação de misturas betuminosas com betume modificado com borracha reciclada de pneus usados. Neste sentido considerou-se importante avaliar a utilização deste material na reabilitação estrutural de pavimentos, realizando o seu estudo por comparação com as misturas betuminosas tradicionais.

A abordagem tradicional do problema da concepção do reforço de pavimentos considerando a reflexão de fendas baseia-se no uso de metodologias que consideram como acção principal a resultante da actuação do tráfego. No entanto, considera-se importante tomar em consideração o efeito conjugado do tráfego e das variações de temperatura no fenómeno da reflexão de fendas.

Deste modo, o presente trabalho pretendeu contribuir para um melhor entendimento do comportamento dos reforços de pavimentos à reflexão de fendas, considerando o efeito da acção das variações de temperatura. O estudo realizado pretendeu também contribuir para melhorar o conhecimento no domínio da modelação numérica dos pavimentos e constituir uma abordagem sobre uma possível contribuição para a melhoria dos métodos de concepção de reforços de pavimentos que considerem a reflexão de fendas como um dos critérios de ruína.

Para tratamento do problema da reflexão de fendas considera-se que a consequência directa das variações de temperatura se verifica, por um lado, na variação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas e, por outro lado, na alteração volumétrica das camadas betuminosas, resultante do efeito de retracção térmica. Estes efeitos conduzem à indução de acréscimos do

estado de tensão, de origem térmica, principalmente nas zonas activas do reforço localizadas acima das fendas, através de dois mecanismos, actuando simultaneamente: i) por retracção térmica restringida da camada de reforço e ii) por indução de tensões na camada de reforço resultante de uma acção repetitiva de abertura e fecho das fendas da camada subjacente ao reforço.

A modelação do comportamento do reforço de um pavimento contemplando a influência destes dois mecanismos foi realizada recorrendo à utilização da metodologia dos elementos finitos como meio de simulação numérica, conjugada com uma metodologia empírico-mecanicista com abordagem do tipo “banda enfraquecida”.

De acordo com a metodologia adoptada, a verificação à reflexão de fendas foi realizada por comparação das extensões de Von Mises, resultantes da acção das cargas do tráfego e das variações de temperatura, com o comportamento à fadiga do material de reforço.

A modelação numérica do comportamento dos materiais utilizados teve por base a sua caracterização mecânica, num espectro térmico adequado ao estudo realizado, sob o ponto de vista das seguintes propriedades: propriedades viscoelásticas (módulo de relaxação), propriedades elásticas (módulo de rigidez) e propriedades volumétricas em função da temperatura (coeficiente de retracção térmica).

A distribuição da temperatura no pavimento para efeitos de consideração como solitação térmica dos reforços dos pavimentos foi obtida, ao longo de um ano, através da observação “in situ” da temperatura a várias profundidades. O campo de temperaturas obtido para o ano em estudo foi tratado, para efeitos de simulação numérica, através de modelos teóricos de simulação do comportamento térmico do pavimento. Estes modelos foram desenvolvidos e verificados em termos de convergência de comportamento através da validação com dados observados.

Para a simulação do comportamento mecânico do reforço foram desenvolvidos modelos que integram as particularidades do comportamento dos materiais betuminosos, concretamente o comportamento linear e não linear, e a dependência da temperatura por parte das propriedades dos materiais. Nestes modelos, a representação do comportamento de relaxação das misturas betuminosas, para tempos de carregamento consideráveis, foi realizada através de uma equação constitutiva de um material isotrópico viscoelástico. A consideração da temperatura foi realizada através da assunção da aplicabilidade da simplicidade termo-reológica.

## 9.2. Conclusões

As principais conclusões do presente trabalho baseiam-se na análise de resultados da simulação numérica do comportamento do reforço de um pavimento, considerando o seu comportamento à reflexão de fendas. Este comportamento foi avaliado, pela sua evolução ao longo do período de tempo de um ano, considerando a actuação separada, e conjugada, das acções do tráfego e das variações de temperatura. A simulação numérica do comportamento à reflexão de fendas foi realizada para dois tipos de constituição do reforço de pavimento: com mistura betuminosa com betume modificado com borracha de pneus usados e com mistura betuminosa convencional.

Da referida análise concluiu-se que a variação horária do estado térmico do pavimento apresenta uma influência significativa na variação do seu estado de tensão/extensão, qualquer que seja o tipo de carregamento considerado, quer o carregamento do tráfego quer o carregamento das variações de temperatura, ou ainda a sua conjugação. À medida que baixa a temperatura média horária no reforço, produzindo um arrefecimento, o estado de tensão horário aumenta, como resultado da retracção térmica e da variação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas, qualquer que seja o material da camada de reforço.

O efeito do carregamento total, ou seja, o efeito devido à actuação simultânea do tráfego e das variações de temperatura, conduz a que o estado de tensão no reforço apresente valores maiores durante os meses frios do ano, considerando-se que este facto se deve à influência das variações de temperatura. Verifica-se que este tipo de carregamento, quando considerado isoladamente, conduz a estados de tensão maiores que os provocados pela acção do tráfego, ao contrário do que se passa no período mais quente do ano, no qual os estados de tensão derivados exclusivamente das variações de temperatura apresentam valores pouco significativos. Assim, considera-se que para os períodos mais frios do ano, a situação de carregamento total constitui a mais desfavorável solicitação para o comportamento do reforço.

No período quente do ano, a acção exclusiva do tráfego conduz a estados de tensão idênticos aos resultantes do efeito do carregamento total. Para além disto, constata-se neste caso de carregamento que ocorrem estados de tensão mais gravosos para as situações de carregamento em meses quentes do que para condições de carregamento térmico características de meses frios. No caso de carregamento exclusivamente do tráfego, o decréscimo da temperatura reflecte-se positivamente nas propriedades dos materiais.

Da análise dos resultados deste trabalho verifica-se que para as situações em que o reforço do pavimento é constituído por mistura betuminosa com betume modificado com borracha, os estados de tensão observados são inferiores aos estados de tensão instalados num reforço constituído por mistura betuminosa convencional, para qualquer situação de carregamento.

A tendência de evolução dos estados de extensão resultantes das situações de carregamento total e do tráfego acompanha normalmente a evolução do estado térmico do reforço, para qualquer dos materiais considerados no reforço. A evolução do estado de extensão no reforço com a temperatura, resultante exclusivamente da acção das variações de temperatura, apresenta uma evolução tendencialmente contrária à evolução da temperatura.

No período mais frio do ano, a situação de carregamento total condiciona o comportamento do reforço do pavimento, exibindo extensões maiores relativamente à situação do tráfego. Neste período, o estado de extensão devido ao tráfego assume valores muito menores que o estado de extensão devido ao carregamento total, enquanto o estado de extensão devido às variações de temperatura exhibe os seus valores mais altos.

No período mais quente do ano, a situação de carregamento total condiciona igualmente o fenómeno de reflexão de fendas, conduzindo à situação de maiores extensões, com a diferença de ser neste período do ano que o estado de extensão, produzido apenas pelo tráfego, assume os seus valores mais elevados, ao contrário da situação de apenas carregamento térmico.

O reforço constituído por uma mistura betuminosa com betume modificado com borracha apresenta estados de extensão mais favoráveis que os estados de extensão resultantes para um reforço constituído por uma mistura betuminosa convencional.

Durante os meses quentes do ano constata-se que o dano horário produzido pelo tráfego é considerável, sendo muito superior ao dano observado nos meses frios. Os valores do dano associados ao carregamento total são superiores aos valores do dano associados apenas ao carregamento do tráfego.

Verifica-se ainda que o dano, acumulado ao longo do ano, no reforço constituído por uma mistura betuminosa com betume modificado com borracha é inferior ao dano acumulado verificado no reforço constituído por mistura betuminosa convencional. Para a situação de carregamento total existe uma diferença muito acentuada no dano entre os dois tipos de materiais, sendo que a mistura betuminosa com betume modificado com borracha conduz a

valores do dano inferiores. Este facto indica que as misturas betuminosas com betume modificado com borracha podem constituir boas soluções para o retardamento da reflexão de fendas nos reforços de pavimentos.

Da análise do estudo realizado conclui-se ainda que o período de tempo onde ocorrem valores consideráveis do dano resultantes da acção do carregamento total é superior ao período de tempo onde ocorrem valores consideráveis do dano associados à situação de carregamento apenas do tráfego. Este é um indicador no sentido de que, na concepção de reforços de pavimentos, o efeito conjunto do tráfego e das variações de temperatura deve ser considerado como a situação de carregamento mais desfavorável e, como tal, a situação de referência para o dimensionamento.

No presente estudo desenvolve-se uma contribuição para uma metodologia de concepção de reforços de pavimentos, apresentando-se um estudo de simulação de situações teóricas de carregamento de um reforço de pavimento, tendo em vista o estabelecimento de relações entre situações teóricas de carregamento e as condições de carregamento reais correspondentes. Estas situações teóricas de carregamento são indexadas a condições de carregamento caracterizadas pelos parâmetros ( $T_{ref}$ ,  $\Delta T$ ).

No presente estudo conclui-se da possibilidade de estabelecer relações numéricas entre os danos real e teórico, expressas por curvas de tendência para condições de carregamento mais generalizadas. Assim, foi proposta uma metodologia para o dimensionamento de reforços de pavimentos, apontando-se uma possibilidade de evolução dessa metodologia no sentido dum uso generalizado e simplificado, comparativamente com a metodologia actualmente adoptada neste trabalho.

### **9.3. Prosseguimento do trabalho**

Apesar do trabalho realizado ter conduzido a resultados e conclusões pertinentes tendo em vista o desenvolvimento de um método de dimensionamento para reforços de pavimentos em que seja incluída a reflexão de fendas como um dos mecanismos de ruína, pode afirmar-se que ficaram ainda sem resposta muitas questões e dúvidas inerentes a qualquer tipo de trabalho deste género.

Deste modo afigura-se pertinente que o trabalho realizado seja continuado definindo-se linhas de investigação neste domínio, as quais permitiram que futuros trabalhos sejam uma contribuição

real para o estado dos conhecimentos. Assim, perante as conclusões obtidas ao longo deste trabalho, é importante que se prossiga a investigação iniciada incidindo sobre os temas seguintes:

- Implementação de um ensaio que aplique simultaneamente esforços de tracção e de corte para o desenvolvimento de leis de fadiga em reflexão de fendas;
- Desenvolvimento de leis de fadiga para outros tipos de materiais e abrangendo uma maior gama de temperaturas;
- Aplicação do método apresentado a diferentes estruturas de pavimento e reforço tendo em vista a generalização do método;
- Verificação da aplicabilidade do método desenvolvido a outras condições ambientais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abd el Halim, A. O., Razaqpur, A. G., 1993. *Minimization of reflection cracking through the use of geogrid and better compaction*. Reflective Cracking in Pavements: State of the art and Design Recommendations. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International RILEM Conference. Liege, Belgium. pp. 299-306.
- Abd el Halim, A.O., Phang, W. A., Hass, R., 1987. *Realising structural design objectives through minimization of construction induced cracking*. Proceedings, Sixth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. The University of Michigan. Ann Arbor.
- Abd el Halim, A.O., Svec, O. J., 1990. *Influence of Compaction Techniques on the Properties of Asphalt Pavements*. Proceedings of the Canadian Technical Asphalt Association. Volume XXXV.
- Anderson, D. A., Champion-Lapalu, L., Marasteanu, M. O., Le Hir, Y. M., Planche, J. P., Marin, D., 2001. *Low-Temperature Thermal Cracking of Asphalt Binders as Ranked by Strength and Fracture Properties*. 80th Annual Meeting. Transportation Research Board. Washington D.C., USA.
- ANSYS 5.6 – computer program, 1999. ANSYS, Inc, *Theory Reference – Realise 8.0*. Edited by Peter Kohnke. ANSYS Inc. Canonsburg.
- Burmister, D. M., 1943. *The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways*. Proceedings. Highway Research Board. Vol. 23. pp. 126-144.
- Chang, H. S., Lytton, R. L., et al., 1976. *Prediction of Thermal Reflective Cracking in West Texas*. Research Report 18-3, study 2-8-73-18. Texas Transportation Institute.
- Christensen, D. W., Anderson, D. A., 1992. *Interpretation of Dynamic Mechanical Test Data for Paving Grade Asphalt*. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. Vol. 61.
- Christensen, D. W., Bonaquist, R. F., 2004. *Evaluation of Indirect Tensile Test (IDT) Procedures for Low Temperature Performance of Hot Mix Asphalt*. NCHRP report 530. Transport Research Board. Washington D. C., USA.
- Claussen, A. I. M., Edwards, J. M., Sommer, P., Ugé, P., 1977. *Asphalt Pavement Design. The Shell Method*. Proceedings, Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor. Vol. I. pp 39-74.

- Colombier, G., 1989. *Fissuration des Chaussées, Nature et Origine des Fissures, Moyens pour Maitriser leur Remontee*. Proceedings of the First International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements.
- Colombier, G., 1997. *Cracking in pavements: nature and origin of cracks*. Vanelstraete, A., Francken, L. (eds.). RILEM report 18, Prevention of reflective cracking in pavements. E & FN Spon. London, UK. pp 1-15.
- de Bondt, A., 1995 . *Theoretical Analysis of Reinforcement Pullout*. Report 7-95-203-16. Road and Railroad Research Laboratory. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.
- de Bondt, A., 1995. *Properties of Anti-Reflective Cracking Systems*. Report 7-95-203-22. Road and Railroad Research Laboratory. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.
- de Bondt, A., 1995. *Superposition of the individual effect of traffic and environmental loads on reflective cracking process in asphalt concrete overlays*. Report 7-95-203-20. Road and Railroad Research Laboratory. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.
- de Bondt, A., 2000. *Effect of Reinforcement Properties*. Proceedings PRO11. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Research in Practice. Edited by Abd El Halim, A. O., Taylor, D. A. and El Mohamed, H. H.. RILEM. Ottawa, Ontario, Canada. pp 13-22.
- de Bondt, A., Scarpas A., Steenvoorden M. P., 1996. *Effect of Reinforcement on Crack Response*. Proceedings of the Third International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements.
- de Bondt, A., Steenvoorden, M. P., 1995. *Reinforced test sections A50 (A6) Friesland*. Report 7-95-209-21: Road and Railroad Research Laboratory. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.
- Desai, C. S., 2002. *Mechanistic Pavement Analysis and Design using Unified Material and Computer Models. 3D Finite Element Modelling of Pavement Structures*. Proceedings of the Third International Symposium on 3D Finite Element for Pavement Analysis, Design and Research. Scarpas, A. and Shoukry, S. N. (eds). Amsterdam, The Netherlands.
- Dewit, D. P., Incopera, F. P., 1996. *Fundamentals of Heat and Mass transfer*. Edited by John Wiley and Sons. Toronto, Canada.
- di Benedetto, H., de la Roche, C., 1998. *State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures*. Vanelstraete, A., Francken, L. (eds.). RILEM report 17, Bituminous Binders and mixes. E & FN Spon. London, UK. pp 137-180.
- di Benedetto, H., Soltani, A, Chaverot, P., 1997. *Fatigue Damage for Bituminous Mixtures*. 5<sup>Th</sup> International Conférence RILEM: Mechanical Tests for Bituminous Materials. Lyon, France. pp 263-270.

- Diefenderfer, B. K., Al-Qadi, I. L., Reubush, S. D., 2002. *Prediction of daily temperature profile in flexible pavements*. Paper n° 02-3477, 81st Annual Meeting. Transportation Research Board. Washington D.C..
- Duncan, J. M., Monismith, C. L., Wilson, E. L., 1968. *Finite Element Analysis of Pavements*. Highway Research Board 228. pp. 18-33.
- Eckman, B., 1990. *ESSO MOEBIUS computer software for pavement design calculations*. User's Manual. Centre de Recherche ESSO. Mont Saint Aignan, France.
- Epps, A. L., 1997. *Thermal behavior of crumb-rubber modified asphalt concrete mixtures*. Dissertation series UCB-ITS-DS-97-2. Institute of Transportation Studies, University of California at Berkeley. ISBN 0192 4109
- Ferry, J. D., 1980. *Viscoelastic Properties of Polymers*. 3rd Edition. John Wiley & Sons. New York, USA
- Francken, L., Vanelstraete, A., de Bondt, A., 1997. *Modelling and structural design of overlay systems*. Vanelstraete, A., Francken, L. (eds.). RILEM report 18, Prevention of reflective cracking in pavements. E & FN Spon. London, UK. pp. 1- 15.
- Francken, L., 1993. *Laboratory Simulation and modelling of overlay systems. Reflective Cracking in Pavements: State of the art and Design Recommendations*. Proceedings of the 2nd International RILEM Conference. Liege, Belgium.
- Freitas, E., Pereira, P., Picado-Santos, L., 2004. *Assessment of Top-Down Cracking Causes in Asphalt Pavements*. MAIREPAV'03, Proceedings of the 3rd International Symposium. Pereira, P & Branco F. (eds.). University of Minho. Guimarães, Portugal. pp 555-564.
- Goacolou, H., Marchand, J. P., Mouraditis, A., 1983. *Analysis of cracking in pavements and the computation of the time of reflection*. Bulletin de Liaison de Laboratoires des ponts et Chaussées, N° 125.
- Guerritsen, A. H., Van Gorp, C. A., Van der Heide, J. P. J., Molenaar, A. A. A., Pronk, A. C., 1987. *Prediction and Prevention of Surface Cracking in Asphalt Pavements*. Proceedings of the 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor. Vol I. pp 378-391
- Hermansson, A., 2001. *A Mathematical Model for Calculating Pavement Temperatures, Comparisons between Calculated and Measured Temperatures*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Record, N° 1764. TRB, National Research Council. Washington D.C., USA.
- Hermansson, A., 2001. *A Mathematical Model For Calculating Pavement Temperatures. Comparisons Between Calculated and Measured Temperatures*. Paper n° 01-3543. 80th Annual Meeting. Transportation Research Board. Washington D.C., USA.

- Huang, B., Mohammad, L. N., 2002. *Numerical Analysis Of Crumb-rubber modified Asphalt Pavements At the Louisiana Accelerated Loading Facility*. IJP, maintenance and rehabilitation of pavements and technological control, Volume 1, Number 3. International Journal of Pavements.
- Irwin, G. R., 1957. *Analysis of Stress and Strains Near the End of a Crack Traversing a Plate*. Journal of Applied Mechanics. Vol.24. pp 387-409
- Jacobs, M. M., 1995. *Crack growth in asphalt mixes*. PhD-Thesis. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.
- Jayawickrama, P. W., Lytton, R. L., 1987. *Methodology for predicting asphalt concrete overlay life against reflection cracking*. Proceedings of the 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor. pp 912-924
- Joseph, P., 1987. *Low temperature reflection cracking through asphalt overlays*. Ph.D. Dissertation, University of Waterloo.
- Ketkar, S. P., 1960. *Numerical Thermal Analysis*. The American Society of Mechanical Engineers. New York, USA.
- Lukanen, E.O., Stubstad, R.N., Briggs, R.C., 2000. *Temperature Predictions and Adjustment Factors for Asphalt Pavement*. Publication N° FHWA-RD-98-085. Federal Highway Administration. Washington D. C., USA.
- Lytton, R. L., Usan, J., Fernando, E. G., Roque, R., Hiltunen, D., Stoffels, S. M., 1993. *Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for Asphalt Binders and Paving Mixes*. SHRP-A-357. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington D.C., USA.
- Lytton, R. L., 1989. *Use of geotextiles for reinforcement and strain relief in asphalt concrete*. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 8, N°3.
- Martin-Pérez, B., El Mohamed, H. H., 2000. *Determining the potential for reflection of cracks*. Proceedings PRO11. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Research in Practice. Abd El Halim & Taylor & Mohamed (eds.). RILEM. Ottawa, Ontário, Canada. pp 115-124.
- Minhoto, M. J. C., Pais, J. C., Pereira, P. A. A., Picado-Santos, L. G., 2003. *Low-Temperature Influence in the Predicted of Pavement Overlay*. Proceedings, Asphalt Rubber 2003 Conference. Jorge B. Sousa (ed). Brasilia, Brazil. pp. 167-180
- Minhoto, M. J. C., Pais, J. C., Pereira, P. A. A., Picado-Santos, L. G., 2005. *Predicting Asphalt Pavement Temperature with a Three-Dimensional Finite Element Model*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board n° 1919 – Rigid and Flexible Pavement Design 2005. TRB. Washington DC, USA. pp 96-110.

- Molenaar, A. A. A., Potter, J., 1997. *Cracking in pavements: nature and origin of cracks*. Vanelstraete, A., Francken, L. (eds.). RILEM report 18, Prevention of reflective cracking in pavements. E & FN SPON. London, UK. pp 16- 42.
- Molenaar, A. A. A., 2003. *Pavement Performance Evaluation and Rehabilitation Design*. MAIREPAV'03, Proceedings of the 3rd International Symposium. Pereira, P & Branco F. (eds.). University of Minho. Guimarães, Portugal. pp 29-70.
- Molenaar, A. A. A., Potter, J., 1997. *Assesment and Evaluation of Refection Crack Potential*. Vanelstraete, A., Francken, L. (eds.). RILEM report 18, Prevention of reflective cracking in pavements. E & FN SPON. London, UK.
- Molenaar, A. A. A., 1993. *Evaluation of Pavement Structure with Emphasis on Reflective Cracking*. Proceedings of the Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements.
- Monismith, C. L., 1981. *Fatigue Characteristics of Asphalt Paving Mixtures and Their Use in Pavement Design*. Proceedings, 18th Paving Conference, University of New Mexico. Albuquerque.
- Monismith, C. L., Epps, A. J., Finn, N. F., 1985. *Improved Asphalt Mix Design*. Proceedings. Association of Asphalt Paving Technologists.
- Mrawira, D. M., Luca J., 2002. *Thermal Properties and Transient Temperature Response of Full-Depth Asphalt Pavements*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Record, Nº 1809 - paper number 02-4100. TRB, National Research Council. Washington, D.C.. pp 160-169.
- Olard, F., Di Benedetto, H., 2003. *General "2S2P1D" Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes*. International Journal of Road Materials and Pavement Design. Di Benedetto, Isacsson, Roque and Sousa (eds). Lavoisier. Paris.
- Olard, F., Di Benedetto, H., Dony, A., Vaniscote, J. C., 2003. *Properties of Bituminous Mixtures at Low Temperatures and Relations with Binder Characteristics*. 6th International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials. Zurich.
- Olard, F., Di Benedetto, H., Eckmann, B., Triquigneaux, J. P., 2003. *Linear Viscoelastic Properties of Bituminous Binders and Mixtures at Low and Intermediate Temperatures*. Road Materials and Pavement Design. Vol 4, Nº 1.
- Oliveira, J. R. M., 2003. *Reciclagem de Pavimentos Flexíveis. Caracterização Mecânica de Misturas Betuminosas Recicladas a Quente*. Trabalho de síntese apresentado no âmbito das provas de aptidão pedagógica e de capacidade científica. Universidade do Minho. Guimarães, Portugal

- Ozisik, M. N., 1985. *Heat Transfer: A Basic Approach*. Edited by McGraw-Hill. New York, USA.
- Pais, J.C., 1999. *Consideração da Reflexão de Fendas no Dimensionamento de Reforços de Pavimentos Flexíveis*. Tese submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Minho. Universidade do Minho. Braga, Portugal.
- Paris, P. C., Erdogan, F., 1963. *A critical analysis of crack propagation laws*. Transactions of the ASME. Journal of Basic Engineering, Series D, 85. N°3
- Pereira, P., Miranda, C., 1999. *Gestão da Conservação dos Pavimentos Rodoviários*. Universidade do Minho. Braga, Portugal.
- Pereira, P. A. A., Picado-Santos, L. G., 2002. *Pavimentos Rodoviários*. Universidade do Minho. Braga, Portugal.
- Pereira, P.A.A., 1992. *Gestão da Rede Rodoviária*. Universidade do Minho. Braga, Portugal.
- Picado-Santos, L., 1994. *Consideração da Temperatura no Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis*. Dissertação submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia. Volumes 1 e 2. Coimbra. Portugal
- Rees, D. W. A., 2000. *Mechanics of Solids and Structures*. Imperial College Press. 1st edition. London, UK. ISBN 1-86094-217-2
- Rust, F. C., 1987. *Load-associated crack movement and aspects of the rehabilitation of reflection cracking in cemented pavements*. M. Sc. Thesis. University of Pretoria.
- Shalaby, A., Abd el Halim, A. O., Svec, O. J., 2001. *Low-temperature stresses and fracture analysis of asphalt overlays*. Proceedings. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, N° 1539. TRB, National Research Council. Washington, D.C., USA. pp 132-139.
- Sousa, J. B., Pais, J. C., Saim, R., Way, G., Stubstad, R. N., 2002. *Development of a Mechanistic-Empirical Based Overlay Design Method for Reflective Cracking*. Journal of the Transportation Research Board. Washington D.C., USA.
- Sousa, J. B., Pais, J. C., Prates, M., Barros, R., Langlois, P., Lecler, A. M., 1998. *Effect of Aggregate Gradation on Fatigue Life of Asphalt Concrete Mixes*. Transportation Research Board.
- Tan, Z., 2000. *Mechanistic analysis for opening reflective cracking in asphalt overlays*. Proceedings PRO11. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Research in Practice . Abd El Halim & Taylor & Mohamed (eds.). RILEM. Ottawa, Ontário, Canada.

- Tschegg, E. K., Catharin, A., Stanzl-Tschegg, E., 2000. *Healing behaviour of reflective cracks*. Proceedings PRO11. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Research in Practice. Abd El Halim & Taylor & Mohamed (eds.). RILEM. Ottawa, Ontário, Canada. pp 47-56.
- Vanelstraete, A., de Bondt, A., 1997. *Cracking prevention and use of overlay systems*. Vanelstraete, A., Francken, L. (eds.). RILEM report 18, Prevention of reflective cracking in pavements. E & FN Spon. London, UK. pp 1-15.
- Vanelstraete, A., Léonard, D., Veys, J., 2000. *Structural design of roads with steel reinforcing nettings*. Proceedings PRO11. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Research in Practice. Abd El Halim & Taylor & Mohamed (eds.). RILEM. Ottawa, Ontário, Canada. pp 57-68.
- Way, G., 2003. *OGFC meets CRM. Where rubber meets the rubber 15 years of durable success*. Proceedings - Asphalt Rubber 2003 Conference. Jorge B. Sousa (ed). Brasilia, Brazil. pp. 49-63
- Yoon-Ho, C., McCullough, B. F., Weissmann, J., 1996. *Considerations on Finite-Element Method Application in Pavement Structural Analysis*. Transportation Research Record 1539. pp. 96-101.
- Zeng, H., Vinson, T. S., 1998. *Thermal Contraction of an Asphalt Concrete Mixture*. Cold Regions Impact on Civil Works. American Society of Civil Engineers.
- Zeng, H., Bahia, H. U., Zhai, H., Anderson, M. R., Turner, P., 2001. *Rheological Modeling of Modified Asphalt Binders and Mixes*. Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists.
- Zhou, F., Sun, L., 2000. *Mechanistic analysis of reflective cracking and validation of field test*. Proceedings PRO11. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Research in Practice. Abd El Halim & Taylor & Mohamed (eds.). RILEM. Ottawa, Ontário, Canada. pp 81-92.
- Zhou, F., Sun, L., 2000. *Optimal thickness of asphalt overlay for composite pavements*. Proceedings PRO11. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Research in Practice. Abd El Halim & Taylor & Mohamed (eds.). RILEM. Ottawa, Ontário, Canada. pp 69-80.