

Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

6.1 INTRODUÇÃO

A caracterização de materiais de pavimentação é uma tarefa complexa em virtude das propriedades desses materiais dependerem de diversos fatores, entre eles: meio ambiente, magnitude, tempo de aplicação e frequência das cargas dos veículos, e estado de tensões. No caso das misturas asfálticas, o envelhecimento gradativo devido à oxidação do ligante aumenta a complexidade, já que é difícil a simulação desse fenômeno em laboratório para a devida caracterização do material. Diante disso, a caracterização das misturas requer um balanço apropriado entre rigor e praticidade, uma vez que nem todas as variáveis podem ser consideradas simultaneamente, pelo menos não no estágio atual de conhecimento. Privilegiam-se então os aspectos considerados de maior relevância para previsão do comportamento das misturas asfálticas em campo.

Nos primeiros dois terços do século XX, a caracterização das misturas, bem como dos outros materiais de pavimentação, era estritamente empírica, correspondendo às abordagens de dimensionamento dos pavimentos tal como o método do CBR ou o método da AASHTO até 1986. Para as misturas asfálticas, os ensaios consagrados nessas abordagens foram o de estabilidade Marshall e o de estabilidade Hveem. No Brasil, o primeiro é ainda extensamente usado, principalmente no meio técnico. Embora esses ensaios sejam práticos e importantes quando se considera o desenvolvimento da pavimentação, não são apropriados para condições de serviço distintas das para os quais eles foram desenvolvidos, nem úteis para a previsão de desempenho dos pavimentos (Roberts *et al.*, 1996).

Observa-se, principalmente a partir da década de 1970, maior utilização de métodos de dimensionamento de pavimentos que buscam compatibilizar as ações solicitantes do tráfego com a capacidade dos materiais por meio da análise estrutural de sistemas em camadas (Yoder e Witczak, 1975; Huang, 1993, 2003; Medina, 1997). Para a solução de problemas estruturais, por métodos numéricos ou analíticos, é necessário que se definam basicamente: a geometria do problema, as condições de contorno (carga e deslocamento) e as propriedades dos materiais, geralmente determinadas em laboratório (Allen e Haisler, 1985). Os modelos constitutivos comumente adotados na análise estrutural de pavimentos asfálticos são: (i) elástico linear para a camada de revestimento, e (ii) elástico não-linear para as camadas subjacentes.

Numa abordagem mecânica, os resultados da análise estrutural dos pavimentos – tensões, deformações e deslocamentos – são comparados com critérios de dimensionamento predefinidos de modo a evitar os principais tipos de defeitos, principalmente trincamento por fadiga e deformação permanente (no Brasil não há maiores preocupações com trincamento térmico). Esses critérios podem ser estabelecidos a partir de valores limites de resistência dos materiais (Motta, 1991; Benevides, 2000).

No caso de misturas, resultados do ensaio de vida de fadiga têm sido usados com frequência como critério de dimensionamento (Pinto, 1991). As cargas usadas nesse ensaio, por sua vez, são determinadas em função de outro ensaio limite, o de resistência à tração estática, comumente realizado de forma indireta devido à maior simplicidade. Por possuir um modo de falha definido, ele também tem sido usado como parâmetro de controle na dosagem de misturas, em substituição à estabilidade Marshall, conforme apresentado no Capítulo 5.

Além da vida de fadiga, é importante a caracterização das misturas de modo a evitar deformações permanentes. Ensaio de simulação de tráfego em laboratório têm sido usados para este fim geralmente utilizando corpos-de-prova prismáticos. Para os laboratórios que não dispõem desses equipamentos, um ensaio de realização simples é o de *creep*, que possibilita ainda a determinação de propriedades viscoelásticas das misturas (Souza e Soares, 2003). A importância dessas propriedades é permitir a caracterização do comportamento estrutural em função do tempo e da taxa de aplicação de carga (ou deslocamento) (Schapery, 1969, 1974; Christensen, 1982).

Neste capítulo são descritos os ensaios mecânicos para caracterização de misturas asfálticas. Os diversos ensaios discutidos são categorizados conforme indicação a seguir:

- ensaios convencionais: estabilidade Marshall;
- ensaios de módulo: módulo de resiliência; módulo complexo (módulo dinâmico);
- ensaios de ruptura: resistência à tração indireta; vida de fadiga (compressão diametral, flexão);
- ensaio de deformação permanente: simulador de tráfego de laboratório; compressão ou tração axial estática (*creep*); compressão ou tração axial de carga repetida;
- ensaios complementares: Cântabro; dano por umidade induzida.

6.2 ENSAIOS CONVENCIONAIS

Estabilidade Marshall

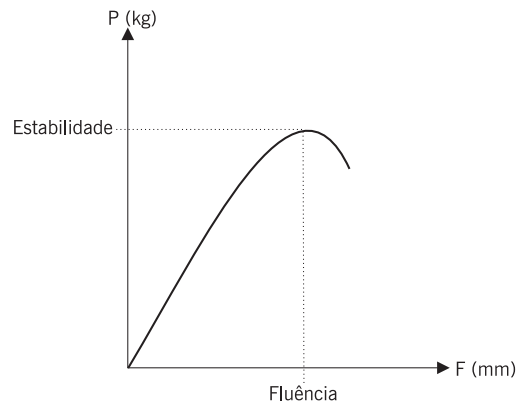
O ensaio Marshall, já apresentado no Capítulo 5, é reapresentado aqui para compor este capítulo que trata das propriedades mecânicas. Foi criado na década de 1940 pelo Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos (United States Corps of Engineers – Usace), a partir de conceitos desenvolvidos pelo engenheiro Bruce Marshall do Departamento de Estradas do Estado do Mississippi (Roberts *et al.*, 1996). O ensaio compõe um procedi-

mento de dosagem para misturas asfálticas, que faz uso ainda de parâmetros volumétricos da mistura, conforme descrito no Capítulo 5.

O ensaio consiste da aplicação de uma carga de compressão sobre o corpo-de-prova cilíndrico regular, denominado corpo-de-prova Marshall, de 100mm de diâmetro e 63,5mm de altura. Essa carga é aplicada no corpo-de-prova por meio de cabeçotes curvos padronizados, como indicado na Figura 6.1(a). A temperatura do ensaio é de 60°C e a taxa de carregamento de 5cm/minuto. Em geral a parte superior da prensa é fixa e o prato inferior se desloca para cima conforme a taxa mencionada. Devido à resistência do material ensaiado, é necessária uma força crescente para manter o prato inferior movendo-se na taxa especificada. Esta força cresce até um determinado ponto em que ocorre uma perda de estabilidade do material, causada por deslocamento ou quebra de agregados. A carga máxima correspondente a este ponto é denominada estabilidade Marshall e é expressa em unidade de força (no Brasil, tipicamente em kgf, ou ainda N nas normas recentes). O deslocamento vertical total do prato, correspondente ao ponto de carga máxima, é denominado fluência, expressa em unidade de deslocamento (no Brasil, tipicamente em mm). Esses parâmetros são indicados na Figura 6.1(b) que pode ser obtida num equipamento que permita o registro automático da carga e do deslocamento como o mostrado na Figura 6.1(a).



(a) Exemplo de prensa Marshall



(b) Curva do ensaio

Figura 6.1 Exemplo de equipamento e resultado do ensaio de estabilidade Marshall

6.3 ENSAIOS DE MÓDULO

Um bom projeto de pavimento é aquele que combina os materiais e as espessuras das camadas conforme a rigidez de cada uma dessas camadas, de modo a propiciar uma resposta estrutural do conjunto condizente com as solicitações do tráfego. Essa resposta definirá a vida útil do conjunto da estrutura. Diferentes parâmetros de rigidez têm sido utilizados para tentar caracterizar o comportamento mecânico das misturas asfálticas. A importância do conhecimento da rigidez dos materiais do revestimento e das subcamadas é possibilitar a análise da estrutura global do pavimento, que produz como resposta as tensões, as deformações e os deslocamentos do sistema em camadas. Sistemas em camadas como os pavimentos estão sujeitos a cargas transientes provenientes do movimento dos veículos, o que gera tensões verticais com formas de onda senoidais (Barksdale, 1971), entre outras. A tensão aplicada na superfície é função da magnitude do carregamento.

Devido ao comportamento viscoelástico do ligante asfáltico (Goodrich, 1991; Pinto, 1991; Park e Kim, 1998; Lee e Kim, 1998; Taira e Fabri 2001; Daniel e Kim, 2002; Souza e Soares, 2003), a resposta do revestimento é diferente para carregamentos estáticos e dinâmicos. Mesmo quando se considera a mesma magnitude de carregamento (estático e dinâmico), o material viscoelástico apresenta maior rigidez para carregamentos com menor duração de aplicação do pulso de carga e menor rigidez para carregamentos com maior duração, sendo o limite o carregamento estático. A duração do pulso de carga está relacionada com a velocidade dos veículos.

Outro fator importante é a frequência de aplicação de pulsos de carga consecutivos, que quanto maior significa que menor é o tempo decorrido entre um pico de carga e o subsequente; a frequência de carga também é um fator determinante na resposta dos materiais asfálticos. A temperatura também é outro fator de grande influência no comportamento mecânico das misturas, podendo a rigidez variar em até uma ordem de grandeza (Fonseca, 1995), sendo que, para baixas temperaturas, a rigidez tende a aumentar, com redução da parcela viscosa e diminuição do ângulo de fase. Com o aumento da temperatura, a rigidez cai.

Materiais que apresentam comportamento elástico linear (rigidez independente do estado de tensões) podem ser caracterizados por dois parâmetros: módulo de Young ou módulo de elasticidade, e coeficiente de Poisson (Love, 1944). Embora apresentem comportamento reconhecidamente viscoelástico, as misturas asfálticas podem ser consideradas elásticas se a carga aplicada for pequena em relação à resistência (tensão de ruptura) do material, e o carregamento for repetido por ciclos suficientemente longos (Huang, 1993). Admitir a hipótese de que o comportamento das misturas asfálticas seja elástico linear, possibilita a análise simplificada de sistemas de camadas por meio de soluções analíticas ou numéricas.

O termo módulo tem sido usado de forma pouco rigorosa no meio de pavimentação pois existem conceitos bastante distintos para ele. Mamlouk e Sarofim (1988) apresen-

tam uma discussão sobre os seguintes tipos de módulo: (i) módulo de Young; (ii) módulo de cisalhamento; (iii) módulo de compressibilidade, hidrostático ou de elasticidade do volume (*bulk modulus*); (iv) módulo complexo; (v) módulo dinâmico; (vi) módulo de resiliência; (vii) módulo obtido pelo nomograma da Shell. Uma apresentação completa desses diversos módulos está além do escopo deste livro. Para ficar restrita aos parâmetros utilizados no Brasil esta seção tem como foco o módulo de resiliência com carregamento por compressão diametral e os módulos complexo e dinâmico como possibilidades futuras de uso.

6.3.1 Módulo de resiliência

Os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação foram iniciados na década de 1930 com Francis Hveem, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Foi ele também quem adotou o termo “resiliência”, que é definido classicamente como “energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações”. Hveem criou um equipamento chamado estabilômetro para medir essas deformações verticais através de sensores eletromecânicos (*strain gages*). O nome módulo de resiliência (*resilient modulus* em inglês) foi criado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente (Hveem, 1955).

Tayebali *et al.* (1993) realizaram ensaios para a avaliação de módulos de resiliência das misturas asfálticas utilizando ensaios de flexão, carregamento axial e compressão diametral, concluindo que os valores obtidos com ensaios de compressão diametral assumem valores superiores aos obtidos com ensaios de flexão e axiais. Os valores obtidos nos ensaios de flexão e de carregamento axial são relativamente semelhantes. Resultados semelhantes com relação aos ensaios de flexão e compressão diametral foram obtidos no Brasil por Pinto (1991).

O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no país pela DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). Encontra-se atualmente em elaboração uma proposição de especificação ABNT do ensaio de módulo de resiliência, com base na norma do DNER, no âmbito da Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás (IBP) da qual os autores fazem parte. Estes participam igualmente de um grupo de trabalho na ASTM responsável pela revisão da norma norte-americana correspondente. A partir da experiência adquirida pelos autores neste ensaio, algumas alterações já vêm sendo utilizadas e propostas nas revisões da norma, sendo comentadas ao longo do presente texto.

O ensaio de MR em misturas asfálticas é realizado aplicando-se uma carga repetidamente no plano diametral vertical de um corpo-de-prova cilíndrico regular. Essa carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Mede-se então o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada, numa dada temperatura (T). Os corpos-de-prova cilíndricos são de aproxima-

damente 100mm de diâmetro e 63,5mm de altura no caso de corpos-de-prova moldados no compactador Marshall, ou de 100mm de diâmetro e altura entre 35mm e 65mm, extraídos de pista ou de amostras de maiores dimensões.

O carregamento diametral, representado esquematicamente na Figura 6.2(a), gera um estado biaxial de tensões, esquematicamente representado na Figura 6.2(b), que é governado pela expressão 6.1.

$$\epsilon_x = \frac{1}{MR} (\sigma_x - \mu \sigma_y) \quad (6.1)$$

Onde:

ϵ_x = deformação de tração no diâmetro horizontal;

σ_x = tensão horizontal;

σ_y = tensão vertical;

μ = coeficiente de Poisson;

MR = módulo de resiliência.

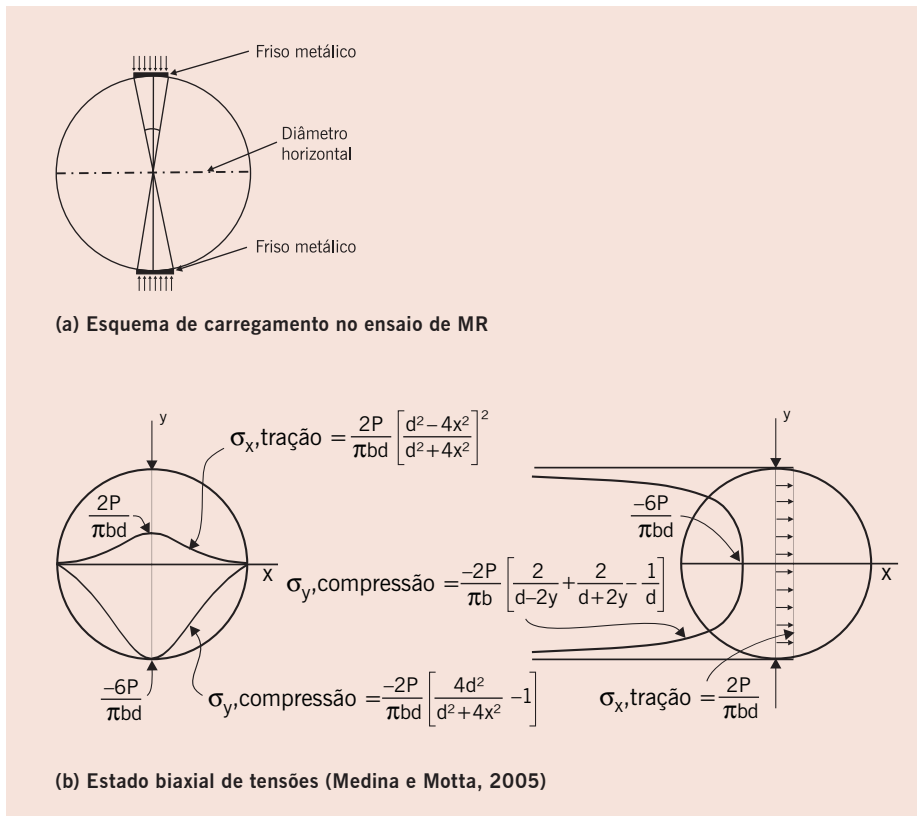


Figura 6.2 Ilustração do ensaio de compressão diametral e estado de tensões gerado

A distribuição de tensões dentro de um disco comprimido por duas cargas pontuais diametralmente opostas foi considerada por Timoshenko e Goodier (1951), sendo posteriormente proposta a solução considerando-se o efeito do friso (Hondros, 1959), conforme indicam as expressões (6.2) e (6.3):

$$\sigma_x(0, y) = \frac{P}{\pi t} \left[\frac{(1 - \bar{y}^2) \sin 2\alpha}{1 - 2\bar{y}^2 \cos 2\alpha + \bar{y}^4} - \arctan \left(\frac{1 + \bar{y}^2}{1 - \bar{y}^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (6.2)$$

$$\sigma_y(0, y) = -\frac{P}{\pi t} \left[\frac{(1 - \bar{y}^2) \sin 2\alpha}{1 - 2\bar{y}^2 \cos 2\alpha + \bar{y}^4} + \arctan \left(\frac{1 + \bar{y}^2}{1 - \bar{y}^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (6.3)$$

Onde:

P = força aplicada por unidade de espessura do cilindro ($P = 2pt$);

p = pressão uniformemente distribuída na área de contato friso-cilindro;

$2t$ = largura do friso;

α = arcsen t/R ;

\bar{y} = y/R ;

y = distância vertical a partir do eixo horizontal que passa no centro do corpo-de-prova;

R = raio do corpo-de-prova.

Nas misturas asfálticas o coeficiente de Poisson pode ser considerado independente do tipo de carregamento, variando apenas com a temperatura. O seu valor varia entre 0,35 para baixas temperaturas e 0,50 para altas temperaturas (Von Quintus *et al.*, 1991). No Brasil é comum se assumir o valor de 0,30.

Na proposição de norma norte-americana atualmente em elaboração pela ASTM, os deslocamentos verticais e horizontais são medidos, e calculado o valor para o coeficiente. Para isso são utilizados LVDTs (*linear variable differential transformers*), nas duas faces do corpo-de-prova, alinhados ortogonalmente entre si, conforme ilustrado na Figura 6.3.

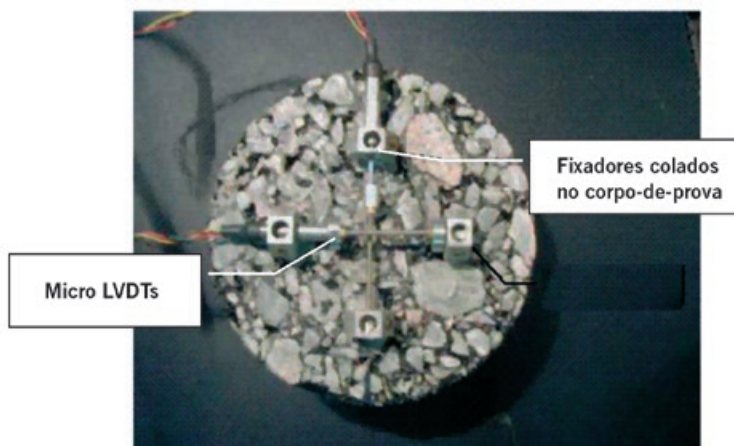


Figura 6.3 Arranjo dos LVDTs para medidas de deslocamentos horizontais e verticais

Ensaio de módulo de resiliência – norma brasileira

A realização do ensaio de MR em misturas asfálticas no Brasil se baseia nas recomendações da DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). De forma sucinta, são apresentados os equipamentos descritos nesta norma e alguns aspectos importantes das condições do ensaio.

Aparelhagem

- Sistema pneumático de carregamento, composto de:
regulador de pressão para aplicação da carga vertical repetida;
válvula de transmissão da carga vertical;
cilindro de pressão e pistão de carga;
dispositivo mecânico digital *timer* para controle do tempo de abertura da válvula e frequência de aplicação da carga vertical.
- Sistema de medição de deslocamento do corpo-de-prova constituído de:¹
dois transdutores mecânicos-eletromagnéticos tipo LVDT;
suporte para fixação dos LVDTs na amostra;
oscilógrafo e amplificador com características apropriadas para uso com os transdutores LVDTs.
- Estrutura de suporte com acessórios.

Montagem do conjunto corpo-de-prova, frisos e LVDTs

- posicionar o corpo-de-prova no interior do suporte para fixação dos transdutores;
- colocar o corpo-de-prova na base da estrutura de suporte, entre dois cabeçotes curvos (frisos metálicos);
- fixar e ajustar os transdutores LVDTs;
- observar o perfeito assentamento do pistão de carga e dos cabeçotes no corpo-de-prova.

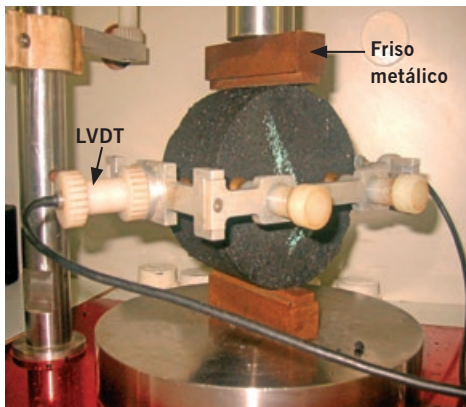
Vale lembrar que atualmente existem no país equipamentos, como o visto na Figura 6.4, que já incorporam todo o aparato necessário à realização do ensaio, inclusive contando com um sistema eletrônico de aquisição de dados que converte as leituras realizadas pelos LVDTs em valores digitais e transfere-as para um microcomputador onde é feita a visualização dos resultados. Esse procedimento era feito no passado de maneira manual, através da leitura dos resultados impressos por oscilógrafo, em rolos de papel milimetrado.

¹ O princípio de funcionamento dos LVDTs consiste em transformar as deformações durante o carregamento repetido em potencial elétrico, cujo valor é lido através de conversores analógicos digitais e então passado para o computador. Uma pré-calibração é necessária, a fim de correlacionar as deformações com os valores dos registros.



Figura 6.4 Exemplos de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida

A Figura 6.5 mostra dois arranjos experimentais possíveis para a instalação dos frisos metálicos para a aplicação da carga e colocação dos LVDTs para a medida de deslocamentos recuperáveis, podendo ser arranjo com dois ou apenas um único LVDT.



(a) Corpo-de-prova com dois LVDTs



(b) Corpo-de-prova com um único LVDT

Figura 6.5 Exemplos de arranjos experimentais para a colocação dos medidores de deslocamento ao corpo-de-prova para o ensaio de MR

Condições de ensaio e registros

- Fase de condicionamento do corpo-de-prova:
Aplicar 200 vezes uma carga vertical repetida (\mathcal{P}) diametralmente no corpo-de-prova, de modo a se obter uma tensão (σ_r) menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático.² Recomenda-se a aplicação da menor carga (\mathcal{P}), capaz de fornecer um registro compatível com a precisão dos

² Atualmente diversos laboratórios têm aplicado poucas repetições de carga inicialmente, da ordem de poucas dezenas de aplicações, e tensões da ordem de 10 a 20% da resistência à tração por compressão diametral.

conversores analógicos digitais responsáveis pelas leituras dos LVDTs (recomenda-se uma sensibilidade mínima de $2,5 \times 10^{-4} \text{mm}$). A frequência de aplicação da carga (P) é de 60 ciclos por minuto, com o tempo de aplicação de carga de 0,10 segundo³ e, portanto, com 0,90 segundo de repouso ou descarregamento (Figura 6.6).

- Registro dos deslocamentos lidos pelos LVDTs após 300, 400 e 500 aplicações de carga (P).⁴

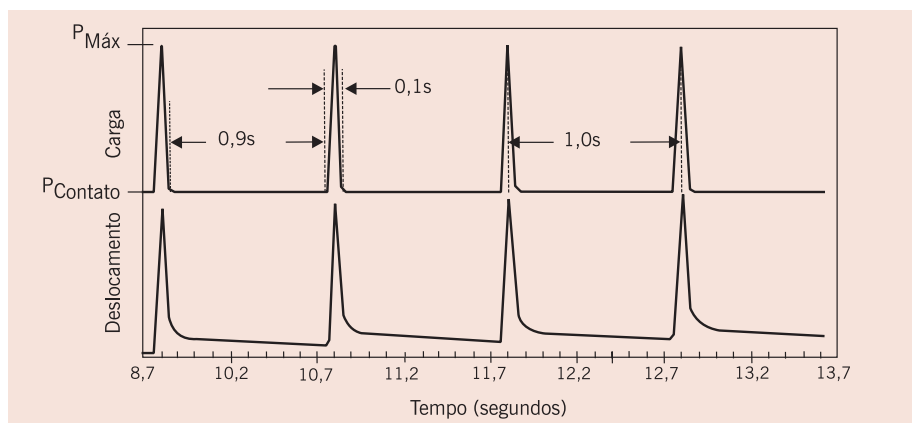


Figura 6.6 Duração dos tempos de carregamento e repouso

Com os valores de carga aplicada e deslocamentos horizontais recuperáveis obtidos é calculado o módulo de resiliência por meio da expressão 6.4.

$$MR = \frac{P}{\Delta \times H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (6.4)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência, MPa;

P = carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo-de-prova, N;

Δ = deslocamento elástico ou resiliente registrado para 300, 400 e 500 aplicações da carga (P), mm;

H = altura do corpo de prova, mm;

μ = coeficiente de Poisson.

A norma DNER-ME 133/94 apresenta as seguintes notas:

1. Recomenda-se o valor de 0,30 para o coeficiente de Poisson.
2. O MR do corpo-de-prova ensaiado será a média aritmética dos valores determinados a 300, 400 e 500 aplicações de carga (P).
3. Quando a temperatura de ensaio não for especificada, o MR deverá ser determinado na temperatura de $30^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$.⁵

³ A forma adotada atualmente do pulso de carga é aproximadamente semi-senoidal.

⁴ Alguns procedimentos têm adotado apenas algumas dezenas de aplicações de carga para a leitura dos deslocamentos.

⁵ Atualmente tem sido utilizada a temperatura de 25°C como referência para o ensaio de módulo de resiliência. É possível, no entanto, a realização do ensaio em outras temperaturas mais baixas ou ligeiramente mais elevadas para analisar principalmente a importância da variação do comportamento das misturas asfálticas dependentes da variação de temperatura.

Neste procedimento de ensaio, os deslocamentos considerados são os recuperáveis (resilientes). Mesmo nos ensaios conduzidos com níveis de carregamento de 5% da tensão de ruptura ainda são perceptíveis deslocamentos plásticos (deslocamento permanente ilustrado na Figura 6.7) que não devem ser contabilizados no cálculo do *MR*. Faz-se para isto um desconto nos deslocamentos lidos através de duas tangentes que passam pelas partes retilíneas do registro deste parâmetro. Na interseção das duas tangentes é que se mede a parcela elástica a ser usada no cálculo do módulo de resiliência.

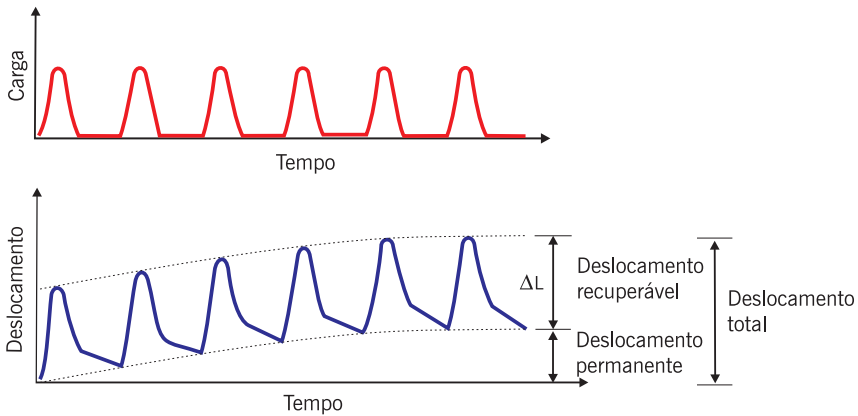


Figura 6.7 Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante ensaios de módulo de resiliência

Algumas diferenças entre a metodologia de ensaio preconizada pelo DNER e as atualmente em revisão pelo IBP-ABNT e pela ASTM são destacadas a seguir.

O coeficiente de Poisson (μ) não será atribuído, mas sim calculado através da expressão 6.5, com base nos resultados das medidas de deslocamento horizontal e vertical, conforme indicado na Figura 6.3.

$$\mu = \frac{-1,0695 - 0,2339 \frac{\delta_v}{\delta_h}}{0,3074 + 0,7801 \frac{\delta_v}{\delta_h}} \quad (6.5)$$

Onde:

δ_h, δ_v = deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente, medidos em uma faixa correspondente a três quartos do diâmetro do corpo-de-prova.

O pulso de carga deve ter a forma da função $\frac{1 - \cos(\phi)}{2}$ (*Harversine function*), mostrada na Figura 6.8.

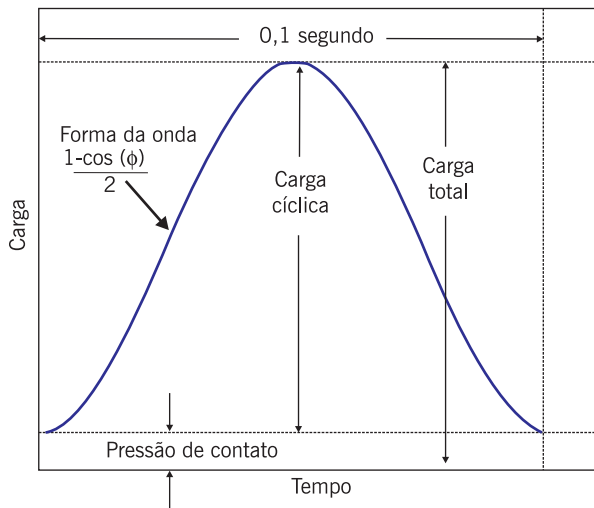


Figura 6.8 Forma do pulso de carregamento (adaptado de NCHRP-285)

A proposição deste formato de pulso deve-se ao fato de estudos terem mostrado que a forma de onda prescrita é a equivalente ao carregamento proveniente da passagem dos pneus dos veículos.

Na norma norte-americana em revisão estuda-se utilizar uma metodologia particular para o cálculo dos deslocamentos instantâneos e deslocamentos totais, subdividindo o pulso de deslocamento nas seguintes partes, mostradas na Figura 6.9.

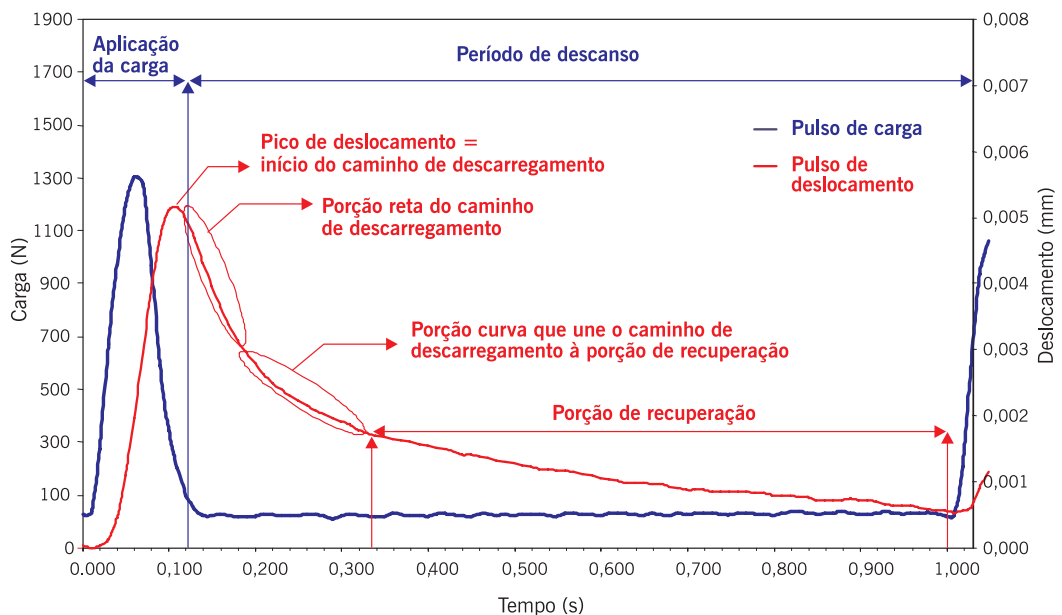


Figura 6.9 Subdivisões do pulso de deslocamento

Para os deslocamentos instantâneos são determinadas as regressões para as três porções da curva de deslocamento, conforme descrito a seguir (Figura 6.10):

- regressão linear na porção reta do caminho de descarregamento;
- regressão na porção curva que liga o caminho de descarregamento à porção de recuperação de modo a se obter uma equação hiperbólica do tipo $y = a + \frac{b}{x}$;
- regressão na porção de recuperação nos intervalos de 40% a 90% (intervalo recomendado) do período de descanso de maneira a produzir uma equação hiperbólica como mostrada acima. Uma tangente a esta hipérbole deve ser obtida no ponto correspondente a 55% (ponto recomendado) do período de descanso.

Duas equações lineares, uma do caminho de descarregamento e outra da reta tangente à hipérbole na porção de recuperação, devem ser resolvidas para determinação do ponto de interseção.

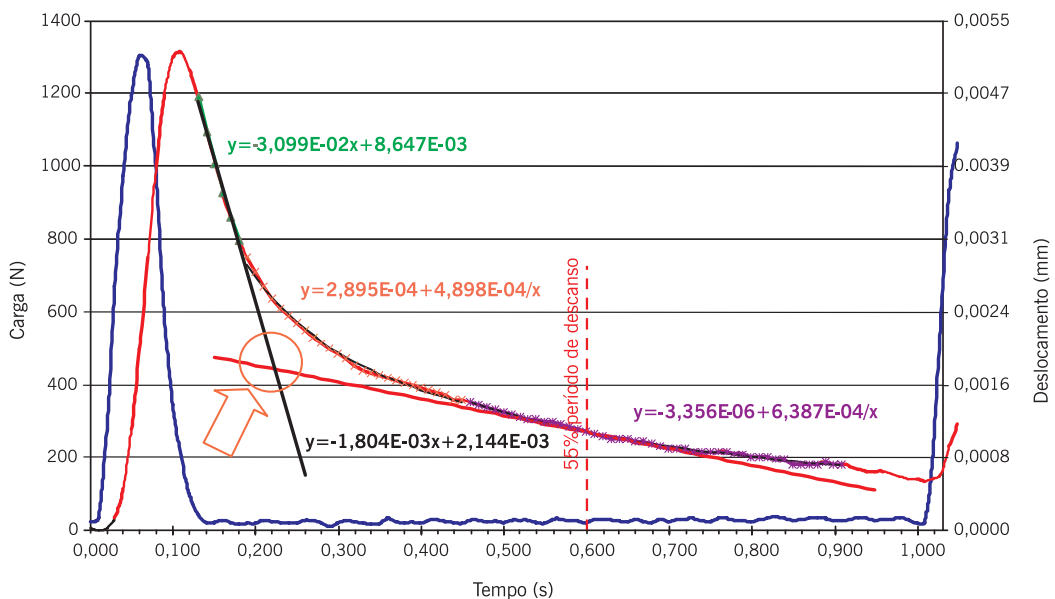


Figura 6.10 Regressões das porções de descarregamento do pulso de deslocamento

O ponto na curva hiperbólica correspondente ao tempo coordenado (valor no eixo x) da interseção é selecionado para determinar o deslocamento instantâneo pela sua subtração do pico de deslocamento (Figura 6.11).

O cálculo do deslocamento total consiste em medir-se o valor obtido através da média dos valores de deslocamento no período entre 85% e 95% do período de descanso, pelo pico de deslocamento (Figura 6.12).

De posse dos deslocamentos resilientes instantâneo e total, calcula-se o módulo de resiliência do material considerando o deslocamento instantâneo e pode-se também calcular um módulo com base no deslocamento total. Quanto mais próximos forem estes dois módulos, mais rápida é a recuperação elástica do material quando submetido à ação

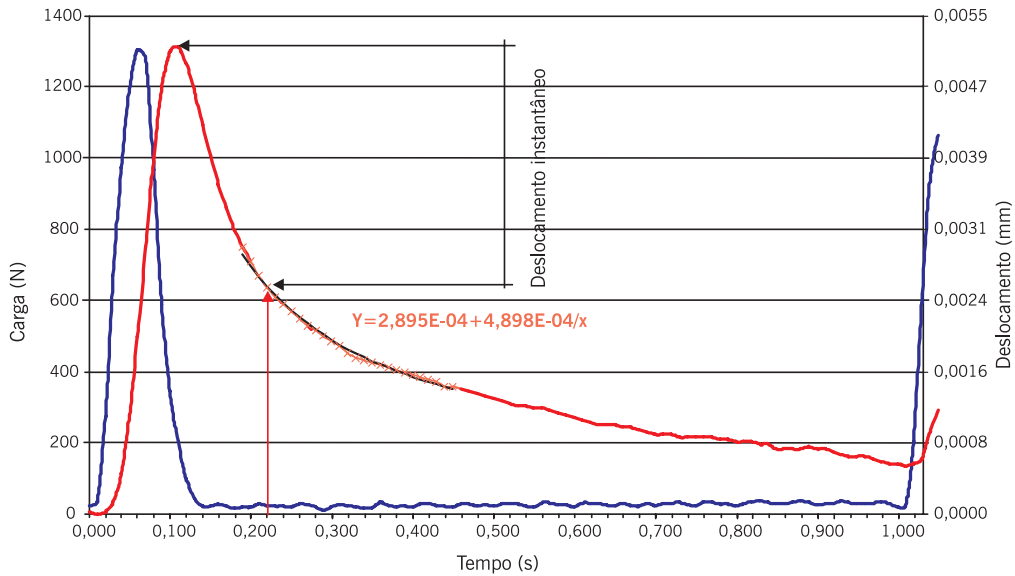


Figura 6.11 Deslocamento resiliente instantâneo

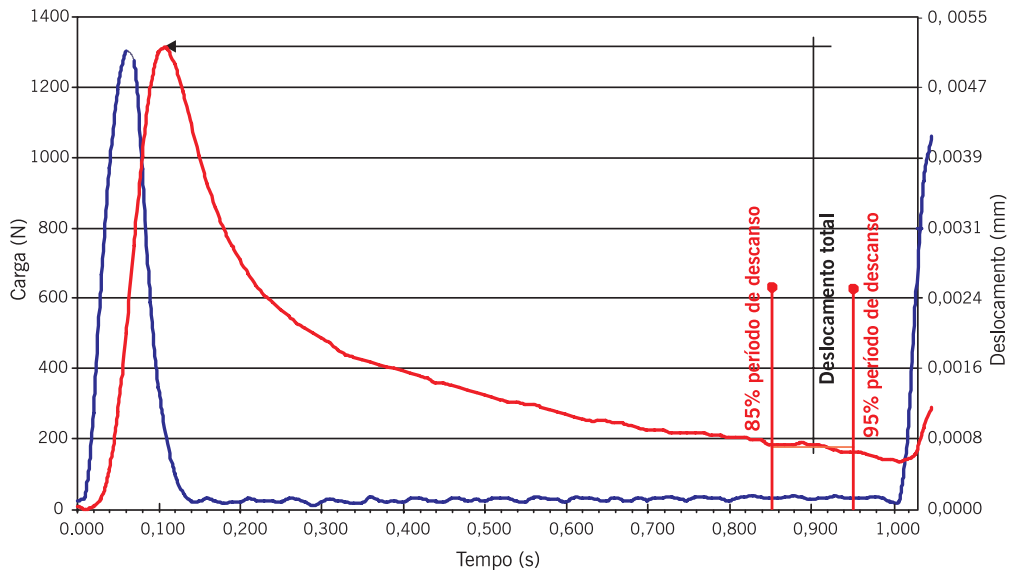


Figura 6.12 Deslocamento resiliente total

de cargas (Brito, 2006). No caso de vias de elevado volume de tráfego, é importante que estes dois valores sejam o mais próximo possível, podendo-se modificar o arranjo dos agregados ou a escolha do ligante para atender este requisito.

Para materiais viscoelásticos, o MR varia tanto com o tempo de aplicação da carga como com o tempo de repouso, uma vez que o deslocamento recuperável depende dos dois. Vale ressaltar que, para materiais viscoelásticos lineares, embora o deslocamento total varie com o número de ciclos de aplicação de carga devido ao acúmulo de deslocamentos não-recuperáveis, o deslocamento recuperável deve se manter constante ao longo dos ciclos. Souza e Soares (2003) mostraram através do método dos elementos finitos (MEF) que a resposta estrutural de um pavimento asfáltico sob a ação de uma carga semi-senoidal obtida através de um modelo elástico, para o qual se assumiu um módulo de Young igual ao MR, se aproxima da resposta obtida pelo modelo viscoelástico para um tempo de carregamento de 0,1s, o que é esperado, uma vez que o MR é determinado em laboratório para um tempo de carregamento de 0,1s.

O MR não representa, portanto, um parâmetro puramente elástico para misturas asfálticas, uma vez que no seu cálculo associado a um dado pulso de carregamento, desenvolvem-se deformações viscoelásticas que são parcialmente contabilizadas como deformações elásticas. A viscoelasticidade de misturas asfálticas não é tratada aqui de forma conceitual, sendo o leitor referido a Souza (2005) para uma melhor compreensão do assunto.

O módulo de resiliência de misturas asfálticas a quente varia com: o tipo de mistura (CA, SMA, CPA etc. – ver Capítulo 4), a faixa granulométrica, o tipo de ligante asfáltico, as propriedades volumétricas, a energia de compactação, com a temperatura de compactação, com a temperatura de ensaio entre outras variáveis. É possível dosar uma mistura asfáltica para se obter um determinado MR, conforme solicitado ou especificado em projeto (Marques, 2004; Marques e Motta, 2006).

A dosagem Marshall e Superpave para energias equivalentes fornecem teores de ligante de projeto similares, porém em termos de MR e RT podem apresentar valores diferentes pois as estruturas do esqueleto mineral geradas pela compactação por impacto (Marshall) e por amassamento (Superpave) são distintas e interferem no valor dessas propriedades mecânicas (Nascimento *et al.*, 2006).

Valores típicos, como ordem de grandeza para simples orientação do leitor, podem ser considerados na faixa de 2.000 a 8.000MPa para concretos asfálticos a 25°C, sendo os menores correspondentes a misturas com asfaltos modificados por polímeros ou por borracha e os maiores a misturas com asfaltos de consistência dura. Deve-se ainda considerar a influência da distribuição granulométrica e do tamanho máximo de agregado.

Apenas como ilustração, valores médios de módulos de resiliência de diferentes misturas asfálticas já investigadas no país são apresentados na Tabela 6.1. Outro parâmetro que consta na tabela é a resistência à tração estática, parâmetro discutido mais adiante na seção 6.4.1. Os valores são dados em MPa e a 25°C. Na última coluna apresenta-se a razão entre esses parâmetros, que vem sendo usada como um indicador da vida de fadiga de misturas uma vez que agrega informações de rigidez e resistência, sendo

mais desejável um valor pequeno da razão, dado que com frequência busca-se (i) baixa rigidez para evitar elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento, e (ii) alta resistência à tração, uma vez que em geral uma maior resistência na ruptura é também associada a uma maior resistência à fadiga. A tabela em questão apresenta dados de misturas convencionais densas com diferentes CAPs, concretos asfálticos e AAUQs moldados tanto em usina como em laboratório, misturas com material fresado, misturas em asfalto-borracha – processos seco e úmido, misturas com escória de aciaria, misturas com agregados convencionais e granulometrias descontínuas. As informações de caracterização dos materiais, teor de ligante, bem como outros parâmetros mecânicos dessas misturas podem ser encontradas nos trabalhos publicados listados na tabela.

Misturas de módulo elevado (EME – ver Capítulo 4) podem apresentar MR em média na faixa de 12.000 a 20.000MPa, e destinam-se exclusivamente à camada de base, caracterizando o comportamento da estrutura como um pavimento semi-rígido do ponto de vista de deformabilidade.

TABELA 6.1 MÓDULOS DE RESILIÊNCIA E RESISTÊNCIA DE MISTURAS INVESTIGADAS NO PAÍS (25°C)

Características	Faixa (publicação)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR/RT
Concreto asfáltico – CAP 30/45	Faixa C (Soares <i>et al.</i> , 2000)	3.628	1,09	3.346
Concreto asfáltico – CAP 50/60		3.033	0,89	3.425
Concreto asfáltico – CAP 85/100		1.488	0,44	3.376
Concreto asfáltico – CAP 30/45	Faixa B (Soares <i>et al.</i> , 2000)	5.105	0,82	6.201
Concreto asfáltico – CAP 50/60		4.425	0,73	6.062
Concreto asfáltico – CAP 85/100		1.654	0,21	7.755
Misturas densas (moldadas em usina)	Faixa C (Rede Asfalto, 2005)			
Concreto asfáltico 1		2.651	0,85	3.119
Concreto asfáltico 2		2.297	0,67	3.428
AAUQ1		1.825	0,52	3.510
AAUQ2		1.683	0,72	2.338
Misturas densas (moldadas em laboratório)	Faixa C (Rede Asfalto, 2005)			
Concreto asfáltico 1		3.609	1,26	2.864
Concreto asfáltico 2		3.026	1,23	2.460
AAUQ1		1.786	1,02	1.751
AAUQ2		1.682	0,81	2.077
SMA – 12,5mm	(Vasconcelos, 2004)	4.747	0,98	4.844
SMA – 9,5mm		3.367	0,82	4.106
Concreto asfáltico de referência	Faixa C (Lima, 2003)			
Com 0% fresado		3.200	1,20	2.667
Com 10% fresado		4.776	1,30	3.674
Com 30% fresado		7.524	1,30	5.787
Com 50% fresado		8.901	1,60	5.663
Concreto asfáltico de referência	Faixa C (Pinheiro, 2004)	3.647	0,97	3.760
Asfalto-borracha (úmido)		2.393	0,50	4.786
Agregado-borracha (seco)		2.452	0,80	3.065

Deve-se realçar que os módulos de resiliência das misturas asfálticas variam ao longo do tempo devido ao envelhecimento do ligante asfáltico, o que causa um enrijecimento do ligante e conseqüente aumento de rigidez dos revestimentos.

6.3.2 Módulo complexo

Desde a década de 1960 o módulo complexo vem sendo pesquisado como uma alternativa ao módulo de resiliência na caracterização de misturas asfálticas. Papazian (1962) realizou um ensaio aplicando tensões axiais senoidais a um corpo-de-prova, e medindo os deslocamentos correspondentes. Os ensaios foram conduzidos a temperaturas controladas e variadas freqüências de carregamento, concluindo-se que os conceitos de viscoelasticidade poderiam ser aplicados no desenvolvimento e no estudo do desempenho dos pavimentos asfálticos (Daniel *et al.*, 1998).

Na década seguinte foram realizados experimentos com diversas formas de carregamento e os estudos indicaram que as maiores diferenças eram observadas no ângulo de fase (diferença entre o pulso de tensão e o pulso de deformação). Witzack e Root (1974), e Bonnaure *et al.* (1977) observaram ainda que os ensaios conduzidos sob forma de tração-compressão são mais representativos do comportamento em campo. Nesses estudos o módulo complexo foi determinado através de ensaios de flexão de corpos-de-prova trapezoidais que eram fixos em uma extremidade e sujeitos a um carregamento senoidal na outra extremidade.

A importância de se considerar a viscoelasticidade das misturas, bem como a possibilidade de contabilizar os efeitos de diferentes temperaturas e freqüências de carregamento, faz com que o módulo complexo (E^*) venha sendo usado preferencialmente no exterior. O ensaio de módulo complexo pode ser usado para determinar tanto as características elásticas quanto as propriedades viscoelásticas lineares do material (Christensen, 1982).

Em misturas asfálticas, esse parâmetro é obtido usualmente por meio de um carregamento senoidal aplicado axialmente em corpos-de-prova cilíndricos (ASTM D 3497). O procedimento é repetido para diferentes temperaturas e freqüências de carregamento com o intuito de se construir uma curva mestra que incorpore os efeitos das duas variáveis citadas, tempo (t) e temperatura (Francken e Partl, 1996).

O correto entendimento do ensaio requer o conhecimento de alguns conceitos de viscoelasticidade linear. Para o caso de carregamento senoidal unidimensional, a tensão (σ) é representada pela seguinte expressão:

$$\sigma = \sigma_0 \text{sen}(\omega t) \quad (6.6)$$

Onde:

σ_0 = amplitude da tensão;

ω = velocidade angular, a qual é relacionada com a freqüência f por:

$$\omega = 2\pi f \quad (6.7)$$

A deformação harmônica pode então ser descrita da seguinte forma:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \text{sen}(\omega t - \delta) \quad (6.8)$$

Onde:

ε_0 = amplitude de deformação;

δ = ângulo de fase relacionado com o atraso da deformação em relação à tensão.

O ângulo de fase, apontado na Figura 6.13, é um indicador das propriedades viscosas do material. Para um material puramente elástico, $\delta = 0^\circ$, e para materiais puramente viscosos, $\delta = 90^\circ$.

A relação entre as amplitudes de tensão e deformação define o valor absoluto do módulo complexo. Este valor é conhecido como módulo dinâmico e é dado pela seguinte expressão (Ferry, 1980):

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (6.9)$$

A componente em fase com o carregamento é chamada de módulo de armazenamento (*storage modulus*), e tem relação com a resposta elástica do material:

$$E' = \frac{\sigma_0 \cos(\delta)}{\varepsilon_0} \quad (6.10)$$

A componente defasada define o módulo de perda (*loss modulus*) e tem relação com a resposta viscosa do material:

$$E'' = \frac{\sigma_0 \text{sen}(\delta)}{\varepsilon_0} \quad (6.11)$$

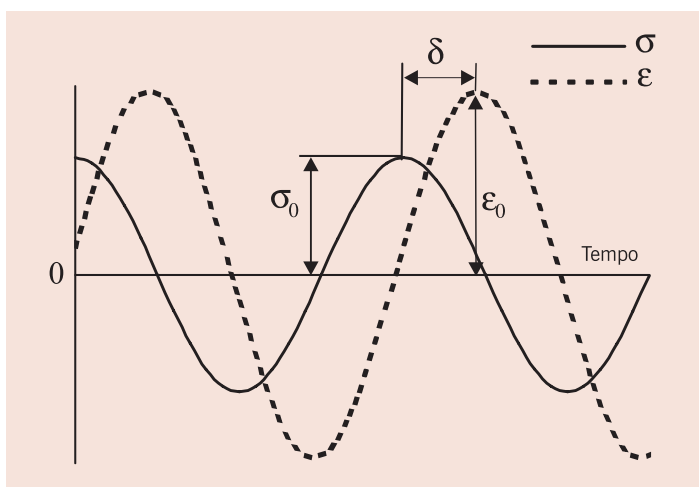


Figura 6.13 Desenho esquemático do comportamento viscoelástico sob carregamento harmônico

Uma simplificação do que foi mostrado anteriormente pode ser conseguida se as tensões e deformações forem expressas na forma complexa:

$$\sigma^* = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (6.12)$$

E a deformação resultante:

$$\varepsilon^* = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \delta)} \quad (6.13)$$

Das expressões 6.12 e 6.13 tem-se o módulo complexo:

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\delta} = E' + iE'' \quad (6.14)$$

A Figura 6.14 ilustra dois equipamentos para a determinação do módulo complexo, o americano (ASTM D 3497) e o francês (NF 98-260-2).

A análise dos dados provenientes do ensaio de módulo complexo envolve a geração de curvas mestras. A curva mestra de uma mistura asfáltica permite que comparações sejam feitas sobre uma faixa de freqüências e temperaturas, pois é construída utilizando-se o princípio da superposição tempo-temperatura (Ferry, 1980). Este princípio permite que os dados coletados a diferentes temperaturas sejam deslocados horizontalmente relativamente a uma temperatura de referência (Figura 6.15).



(a) Equipamento americano triaxial (ASTM D 3497)



(b) Equipamento francês com corpo-de-prova trapezoidal (NF 98-260-2)

Figura 6.14 Exemplos de equipamentos usados na determinação do módulo complexo

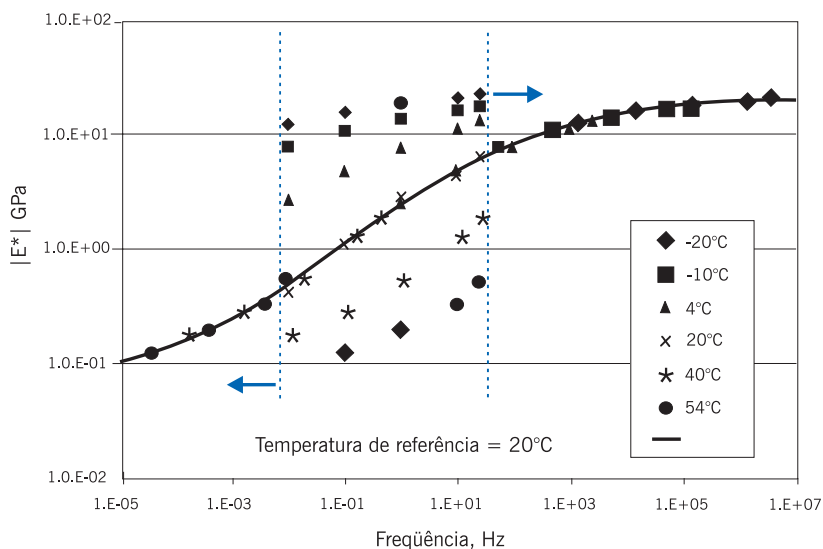


Figura 6.15 Curva mestra de módulo dinâmico

O projeto NCHRP I-37A responsável pela criação do novo método de dimensionamento de pavimentos da AASHTO (2002 *Design guide for new and rehabilitated pavements*) utiliza como parâmetro de cálculo de tensões e deformações, o módulo dinâmico, ou seja o valor absoluto do módulo complexo, $|E^*|$, por este ser representativo das propriedades elásticas de um material viscoelástico linear submetido a um carregamento senoidal.

O módulo complexo e, em consequência, o módulo dinâmico podem ser obtidos através de ensaios ou de modelos de previsão. Estes últimos são equações derivadas da análise estatística de valores obtidos previamente por meio de ensaio. Uma das equações tem como valores de entrada: a frequência do ensaio, a viscosidade do ligante, o percentual de vazios e a viscosidade do ligante. Os modelos de previsão aplicam-se a todos os tipos de misturas bem como a ligantes convencionais e modificados. O modelo de previsão adotado pelo método de dimensionamento da AASHTO (2002) é o seguinte:

$$\begin{aligned} \log E = & -0,261 + 0,008225 p_{200} - 0,00000101(p_{200})^2 + 0,00196 p_4 - 0,03157 V_a \\ & - 0,415 \frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a} + \frac{[1,87 + 0,002808 p_4 + 0,0000404 p_{38} - 0,0001786 (p_{38})^2 + 0,0164 p_{34}]}{1 + e^{(0,716 \log f - 0,7425 \log n)}} \end{aligned} \quad (6.15)$$

Onde:

- E = módulo dinâmico, em 10^5 psi;
- n = viscosidade do ligante, em 10^6 poise;
- f = frequência de carregamento, em Hz;
- V_a = percentual de vazios na mistura, em volume;
- V_{beff} = percentual de ligante efetivo, em volume;
- p_{34} = percentual retido na peneira de $3/4$, em peso total do agregado;
- p_{38} = percentual retido na peneira de $3/8$, em peso total do agregado;
- p_4 = percentual retido na peneira nº 4, em peso total do agregado;
- p_{200} = percentual retido na peneira de nº 200, em peso total do agregado.

Na ASTM D 3497 são prescritas as temperaturas de ensaio (5, 25 e 40°C), bem como as frequências de carregamento para cada temperatura (1; 4 e 16Hz). O ensaio é conduzido sob carregamento uniaxial de compressão em corpos-de-prova de 100mm de diâmetro por 150mm de altura.

Para a correta realização do ensaio é necessário que o corpo-de-prova esteja com suas faces regularizadas e paralelas para que não haja concentração de tensões. Para garantir esse paralelismo em geral recomenda-se serrar as duas faces do corpo-de-prova, conforme a Figura 6.16. Outra questão diz respeito à variação do volume de vazios ao longo das seções transversais do corpo-de-prova. Para resolver isso, recomenda-se que seja moldado um corpo-de-prova com dimensões maiores e depois devidamente extraído por sonda rotativa o corpo-de-prova no qual será realizado o ensaio (Figura 6.17). Por

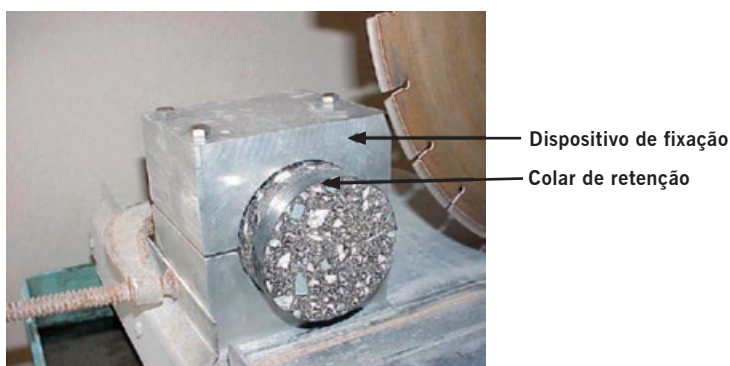


Figura 6.16 Serragem da face do corpo-de-prova



Figura 6.17 Retirada do núcleo do corpo-de-prova

exemplo, pode-se extrair um corpo-de-prova de 100mm de diâmetro a partir de um de 150mm moldado no compactador giratório. A Figura 6.18 mostra o esquema de realização do ensaio numa prensa universal.

6.4 ENSAIOS DE RUPTURA

6.4.1 Resistência à tração estática

A resistência à tração (RT) tem se mostrado um importante parâmetro para a caracterização de materiais como o concreto de cimento Portland e misturas asfálticas. Devido à dificuldade de se obter a resistência à tração diretamente, diversos métodos indiretos têm sido desenvolvidos para a sua determinação (Carneiro, 1943; Hawkes e Mellor, 1970; Roberts, 1977; Lama & Vutukuri, 1978).

O ensaio brasileiro de compressão diametral para determinação indireta da RT foi desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro no Rio de Janeiro para concreto de cimento Portland (Carneiro, 1943). A configuração desse ensaio considera a aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão em um cilindro que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniformes perpendiculares a esse diâmetro (ver Figura 6.2b). Este ensaio se tornou muito popular no mundo todo não somente pela facilidade e rapidez de execução, mas também pelo fato de utilizar o mesmo corpo-de-prova cilíndrico e o mesmo equipamento usado para a obtenção da resistência à compressão do concreto de cimento Portland. O ensaio também tem sido adotado desde 1972 para a caracterização de misturas asfálticas, porém com a aplicação das forças através de frisos de carga no corpo-de-prova cilíndrico Marshall convencional, visto que eles apresentam superfície lateral irregular e são bem mais deformáveis.



Figura 6.18 Exemplo da realização do ensaio em uma máquina universal

No ensaio de resistência à compressão diametral em misturas asfálticas, a aplicação das forças se dá através de frisos metálicos de 12,7mm de largura com curvatura adequada ao corpo-de-prova cilíndrico (Figura 6.19). A ASTM D 4123-82 (1982) e o DNER (1994) não consideram a influência destes frisos no cálculo da RT. De acordo com a expressão usada por estas entidades, assume-se comportamento unicamente elástico durante o ensaio e a ruptura do corpo-de-prova ao longo do diâmetro solicitado sendo devida unicamente às tensões de tração uniformes geradas.

Um cilindro solicitado diametralmente por cargas concentradas de compressão gera uma tensão de tração uniforme por unidade de espessura (σ_{xx}) perpendicularmente ao diâmetro solicitado, que é dada pela expressão:

$$\sigma_{xx} = \frac{2P}{\pi D} = \frac{P}{\pi R} \quad (6.16)$$

Onde:

- σ_{xx} = tensão de tração uniforme na direção-x (positiva);
- P = força aplicada por unidade de espessura do cilindro;
- R = raio do cilindro;
- D = diâmetro do cilindro.

A norma ABNT NBR 15087/2004 define os passos e equipamento utilizado no ensaio, conforme descrição a seguir e Figura 6.20. A aparelhagem necessária para o ensaio consiste de:

- prensa mecânica calibrada com sensibilidade inferior ou igual a 20N, com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de $0,8 \pm 0,1 \text{ mm/s}$ – Figura 6.20(a);
- sistema capaz de manter, de forma controlada, a temperatura de ensaio em $25^\circ\text{C} \pm 0,5^\circ\text{C}$ em compartimento, câmara ou ambiente laboratorial que comporte a prensa mecânica e possa abrigar vários corpos-de-prova conjuntamente;
- dispositivo de posicionamento e centralização de corpo-de-prova – Figura 6.20(b);
- paquímetro e termômetro.

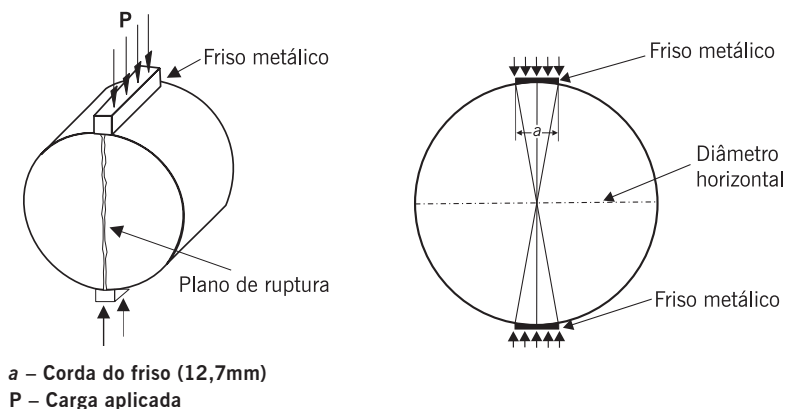
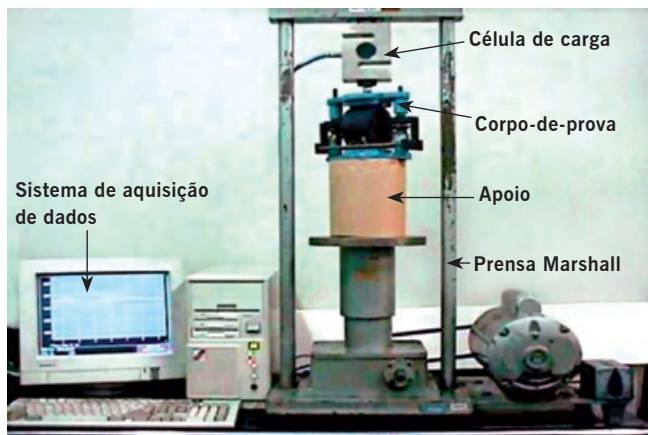


Figura 6.19 Esquema do ensaio de compressão diametral



(a) Prensa



(b) Exemplo de dispositivo centralizador

Figura 6.20 Exemplo de equipamento para ensaio de RT

O corpo-de-prova destinado ao ensaio pode ser obtido diretamente do campo por extração através de sonda rotativa ou fabricado em laboratório, de forma cilíndrica, com altura entre 35mm a 70mm e diâmetro de 100 ± 2 mm. O procedimento é o seguinte:

- medir a altura (H) do corpo-de-prova com o paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas (adotar como altura a média aritmética das quatro leituras);
- medir o diâmetro (D) do corpo-de-prova com o paquímetro, em três posições paralelas (adotar como diâmetro o valor da média aritmética das três leituras);
- manter o corpo-de-prova apoiado sobre uma geratriz em compartimento com temperatura controlada de 25°C , por no mínimo 4 horas. Alternativamente podem ser consideradas outras temperaturas, dependendo dos requisitos de projeto;
- posicionar o corpo-de-prova no dispositivo centralizador e levar à prensa;
- ajustar os pratos da prensa até que seja obtida uma leve compressão;
- aplicar a carga progressivamente, com uma velocidade de deslocamento de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até que se dê a ruptura, por separação das duas metades do corpo-de-prova, segundo o plano diametral vertical;
- com o valor da carga de ruptura (P) obtido, a RT é calculada através da expressão (6.16).

O aumento da largura do friso para a mesma força P aplicada reduz a tensão de tração solicitante. O efeito da largura do friso na resistência de corpos-de-prova de misturas asfálticas a diferentes temperaturas é discutido em Falcão e Soares (2002). As tensões normais ao longo do diâmetro solicitado considerando-se o efeito do friso são avaliadas pelas expressões 6.2 e 6.3.

As deformações perpendiculares ao diâmetro solicitado são calculadas a partir da lei de Hooke (Timoshenko e Goodier, 1951). Para os estados planos de deformação e tensão, são apresentadas as expressões 6.17 e 6.18, respectivamente:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu\sigma_y - \mu^2 (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (6.17)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu\sigma_y] \quad (6.18)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do material;

μ = coeficiente de Poisson.

De acordo com as normas vigentes (ABNT NBR 15087 e DNER-ME 138), o cálculo da RT pela expressão 6.16 para misturas asfálticas assume que o corpo-de-prova rompe devido à tensão de tração uniforme gerada ao longo do diâmetro solicitado que se iguala à tensão máxima admissível do material ($\sigma_{adm} = RT$), que está em regime elástico durante todo o ensaio.

A resistência à tração por compressão diametral RT já faz parte de algumas especificações de misturas asfálticas como mostrado no Capítulo 4. Para ilustração, a norma DNIT 031/2004-ES especifica o valor de RT mínimo de 0,6MPa para concretos asfálticos.

Valores típicos de RT para misturas asfálticas a quente recém-moldadas ou logo após a construção em pista situam-se na média entre 0,5 MPa e 2,0MPa. Alguns resultados de RT constam ilustrativamente na Tabela 6.1 anteriormente apresentada. Misturas asfálticas drenantes, ou seja, misturas para constituírem CPA tendem a mostrar valores mais baixos, da ordem de 0,5 a 0,8MPa; misturas asfálticas tipo SMA situam-se geralmente entre 0,8 a 1,2MPa; misturas de módulo elevado EME, por sua vez, dada a consistência muito dura do ligante asfáltico, exibem RT da ordem de 2,0 a 3,0MPa.

À medida que as misturas asfálticas envelhecem em pista, a RT aumenta, o que nem sempre representa vantagem, pois também perde sua flexibilidade, ou seja, aumenta seu módulo de resiliência.

Há uma boa correlação entre MR e RT para cada tipo de mistura asfáltica, ou seja, não há uma relação universal, porém particularizada para cada “família” de composição granulométrica e de ligantes. Essa relação permanece constante, no entanto, com o passar do tempo, ou seja, com o envelhecimento.

6.4.2 Vida de fadiga

Enquanto cargas monotônicas (caso do ensaio de compressão diametral) produzem um dano (trincas) continuamente crescente nos materiais, cargas cíclicas produzem danos intermitentes, ou seja, na fase de carregamento o dano cresce, enquanto na fase de descarregamento o dano mantém-se constante, desconsiderando o fenômeno de “resalegagem” das trincas (*healing* em inglês).

Assim sendo, cargas cíclicas produzem falhas nos materiais para valores de tensão mais baixos do que aqueles obtidos na ruptura em ensaios estáticos, porém a mesma carga é aplicada diversas vezes. Esse fenômeno é chamado fadiga e é definido como (ASTM, 1979): “o processo da mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões de amplitudes variáveis que

produzem as fissuras que conduzem para totalizar a falha após um determinado número de ciclos”. Vale salientar que esse é um problema não-linear que ocorre em diversos materiais, ou seja, o dano produzido no primeiro ciclo é diferente do dano produzido no segundo ciclo e assim sucessivamente.

A fadiga ocorre por meio de ações mecânicas e/ou térmicas que não parecem críticas por si, se comparadas à resistência sob carregamento monotônico, mas na verdade são decisivas para a vida útil do material. Em uma estrutura sujeita a carregamento cíclico, diversos estágios convencionalmente divididos podem ser diferenciados durante um processo de fadiga, conforme ilustra a Figura 6.21.

- Região I: onde as primeiras mudanças microestruturais ocorrem; formam-se microfissuras; a densidade dos deslocamentos cresce e as zonas de danos irreversíveis se iniciam.
- Região II: caracterizada pelas microfissuras originadas da coalescência das microfissuras.
- Região III: crescimento das microfissuras conduzindo rapidamente ao colapso total.

A vida de fadiga de uma mistura asfáltica é definida em termos de vida de fratura (N_f) ou vida de serviço (N_s). A primeira se refere ao número total de aplicações de uma certa carga necessária à fratura completa da amostra e a segunda (N_s) ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido.

O ensaio laboratorial de vida de fadiga tradicionalmente realizado no país para definição do número de repetições de carga é feito por compressão diametral à tensão controlada (TC), sendo a carga aplicada numa frequência de 1Hz através de equipamento pneumático (Pinto, 1991; Rodrigues, 1991; Medina, 1997). Como comentado na seção anterior, pode-se considerar que o ensaio em compressão diametral gera um estado

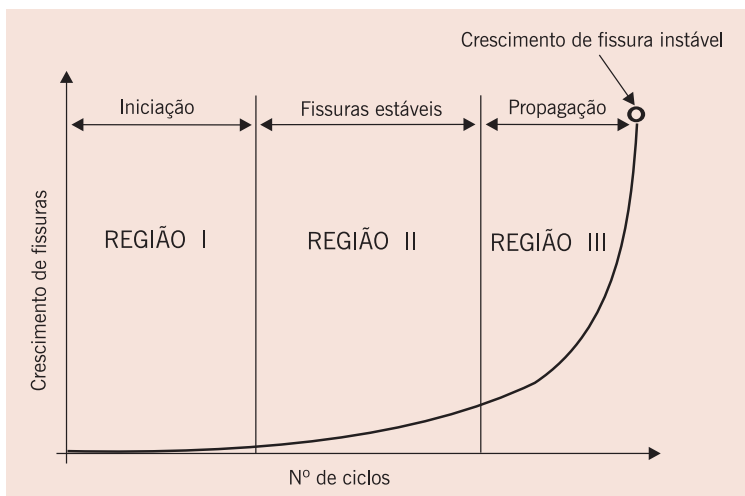


Figura 6.21 Estágios existentes num processo de fadiga

biaxial de tensão em um corpo-de-prova cilíndrico Marshall convencional. No decorrer do ensaio de fadiga, a deformação de tração aumenta até o rompimento completo do corpo-de-prova. Esse tipo de ensaio é compatível com a caracterização de materiais de revestimentos asfálticos mais espessos em decorrência da predominância de absorção das tensões pelo revestimento com relação às camadas subjacentes (Pinto, 1991; Huang, 1993).

No caso de ensaio à deformação controlada (DC), a simulação corresponde a revestimentos mais delgados uma vez que nestes há maior contribuição das subcamadas na absorção das tensões solicitantes. Segundo Huang (1993), em revestimentos com espessuras inferiores a 50mm, não acontece um decréscimo suficiente na rigidez, quantificada pelo módulo de rigidez por flexão (S_0) (SHRP, 1994a), de modo a causar uma variação no nível de deformação ao longo dos diversos carregamentos. Nesse ensaio, a deformação é mantida constante enquanto a tensão inicial no corpo-de-prova diminui até o fim do ensaio. Alguns autores admitem que o limite de ruptura corresponde à redução em 50% do S_0 inicial da mistura (Epps e Monismith, 1969; Pronk e Hopman, 1990; Tayebali *et al.*, 1993).

Para a determinação da vida de fadiga pode ser utilizado o mesmo equipamento de determinação do módulo de resiliência – Figura 6.22(a), ou ainda corpos-de-prova trapezoidais como é comum na França (Rowe, 1993) – Figura 6.22(b) ou barras prismáticas – Figura 6.22(c).



(a) Compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos



(b) Flexão de corpos-de-prova trapezoidais



(c) Flexão de barras prismáticas ou vigas

Figura 6.22 Exemplos de equipamentos para ensaios de fadiga

Embora ainda não normatizado, o ensaio de fadiga tem sido largamente realizado no país, geralmente à compressão diametral sob tensão e temperatura controladas. Utiliza-se uma frequência de 60 aplicações por minuto com 0,10 segundo de duração do carregamento repetido. Para manter a temperatura controlada utiliza-se uma câmara com sistemas de aquecimento e refrigeração ligados a um termostato.

Para cada mistura ensaiada determinam-se as relações entre o número de repetições à ruptura e o nível de tensões atuantes (conforme ilustrado na Figura 6.23 para três misturas com distintas faixas granulométricas):

$$N = k_1 \left(\frac{I}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad \text{ou} \quad N = k_2 \left(\frac{I}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (6.19)$$

Onde:

N = número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra (vida de fadiga);

σ_t = tensão de tração repetida solicitante;

$\Delta\sigma$ = diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra (Figura 6.24);

k_p, n_i = constantes obtidas na regressão linear dos pares N e σ_t (ou $\Delta\sigma$) determinados em ensaios, em escalas logarítmicas.

Observe-se que no ensaio de fadiga a tensão controlada descrita considera a tensão solicitante no corpo-de-prova como constante, o que é apenas uma aproximação, uma vez que o carregamento constante ao longo do ensaio não é traduzido em uma tensão

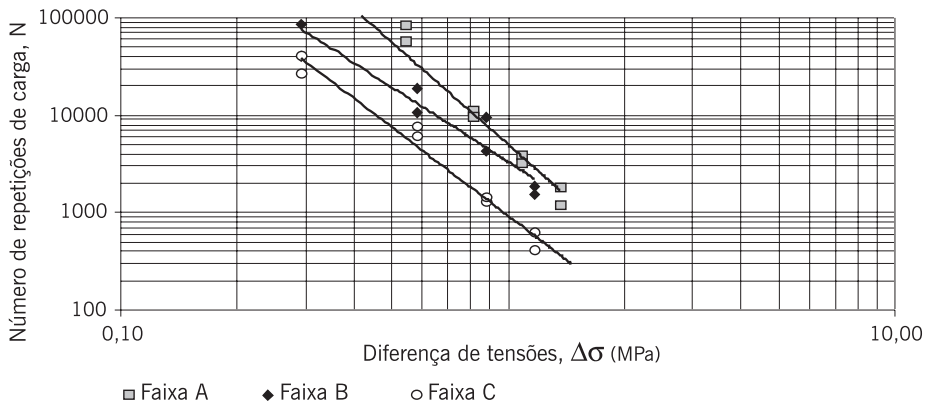


Figura 6.23 Vida de fadiga considerando diferentes faixas granulométricas

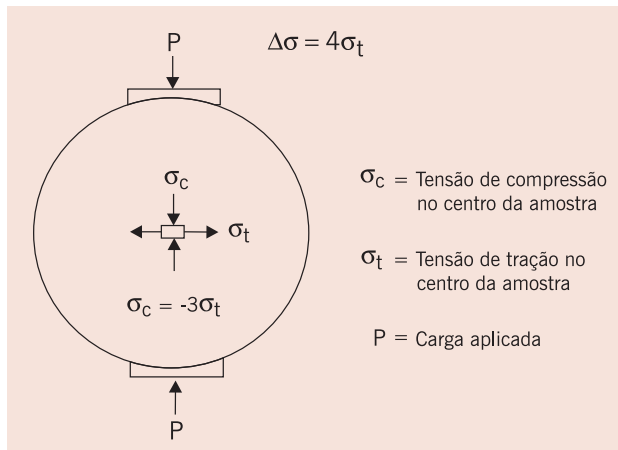


Figura 6.24 Representação das tensões no centro da amostra de um corpo-de-prova cilíndrico

solicitante constante. As tensões no corpo-de-prova, que podem ser calculadas por meio das expressões 6.2 e 6.3, admitem que o corpo-de-prova seja constituído de material elástico, isotrópico e sem dano. Isto é uma aproximação durante o ensaio de fadiga, uma vez que à medida que o carregamento é repetido, há dano progressivo no corpo-de-prova, além do fato de que as misturas asfálticas são materiais claramente inelásticos.

O modelo usado quando se faz o ensaio de fadiga a deformação controlada leva em conta a deformação de tração medida no centro do corpo-de-prova (ϵ_t):

$$N = k_3 \left(\frac{I}{\epsilon_t} \right)^{n_3} \quad (6.20)$$

No método mecanístico de dimensionamento de pavimentos usado no Brasil, a diferença entre tensão máxima de compressão e de tração na fibra inferior do revestimento ($\Delta\sigma$) é considerada o principal fator desencadeador do trincamento por fadiga do revestimento em campo, quando se trata de utilizar como critério resultados de laboratório obtidos com ensaios à TC em compressão diametral. As tensões calculadas servem de entrada de dados nas curvas de fadiga geradas a partir do número de golpes de carga até a ruptura para diversos níveis de $\Delta\sigma$. Relaciona-se então o número N determinado a partir do tráfego previsto com o número de golpes em laboratório por um fator laboratório-campo FLC. Pinto (1991) mostrou diferenças importantes entre FLC para ensaios a flexão e a compressão diametral, em função da porcentagem de área trincada que se admite ao final da vida do pavimento, e ainda questões ligadas ao tempo de aplicação da carga e à frequência. De acordo com Carpenter *et al.* (2003), o limite de ruptura no concreto asfáltico deve ser o correspondente àquele quando a mistura começa a apresentar as primeiras microtrincas. Os mesmos autores observaram que para níveis de deformação de tração inferiores a 70×10^{-6} , a vida de fadiga de um concreto asfáltico não é afetada e, portanto, a mistura resiste ao trincamento por fadiga durante o período de projeto.

Independente do ensaio ou modelo adotado é comum o uso de FLCs devido à dificuldade de se considerar determinados fatores nos ensaios e no cálculo das tensões geradas nos corpos-de-prova. Pode-se ressaltar a não consideração do envelhecimento da mistura e da progressão do dano no material durante o ensaio, além de aspectos presentes no campo não simulados em laboratório como variação térmica, presença de cargas estocásticas e a ocorrência do fenômeno de recuperação de trincas em virtude da ausência de cargas em alguns períodos (Kim *et al.*, 1990; Rodrigues, 1991; Kim e Little, 1995; Kim e Lee, 1995; Kim *et al.*, 1997; Little *et al.*, 1999; Balbo, 2000).

Portanto, o ensaio de fadiga tem sido usado mais comumente para fins de comparação entre misturas. Contudo, mesmo nesse caso, é preciso cautela para uma conclusão direta somente a partir das curvas, pois o estado de tensões gerado em cada situação depende da estrutura e do valor do MR das camadas constituintes dos pavimentos (Motta, 1991; Pinto, 1991; Medina, 1997). Há uma tendência, não adequada na maioria das

vezes, de se considerar, ao se comparar duas misturas, a curva de maior k como a de maior vida de fadiga. Isto seria válido somente se o σ_t (ou $\Delta\sigma$) gerado fosse o mesmo. Esta condição de maiores k s neste tipo de ensaio quase sempre estão associados a maiores MRs. Mas misturas com maiores MRs absorvem mais tensões numa estrutura de pavimentos e, portanto, os níveis de tensão de tração para comparação das vidas de fadiga de duas misturas devem ser correspondentes a cada caso estudado.

No ensaio convencionalmente realizado, consideram-se as tensões relativas ao início do ensaio (1º ciclo), portanto, sem ainda o acúmulo de dano, além de assumir o material como elástico linear e homogêneo. É importante entender que, com o dano progressivo, as tensões que ocorrem internamente no corpo-de-prova sofrem alterações, afinal a carga do ensaio permanece a mesma e a rigidez da mistura é reduzida devido às trincas que se formam e coalescem. Procurando aprofundar o entendimento do fenômeno de evolução do dano por fadiga em laboratório, outros estudos apresentam critérios diversos de ruptura que não o rompimento completo do corpo-de-prova (Dijk, 1975; Phandnavis e Swaminathan, 1997; Ghuzlan e Carpenter, 2000; Carpenter *et al.*, 2003). Critérios como a deformação crítica de tração; diferentes relações entre esta e a deformação inicial; energia dissipada e ainda relações entre a energia dissipada e a energia dissipada inicial vêm sendo apresentados como potenciais indicativos de ruptura da mistura (Loureiro, 2003). No entanto, o número de golpes continua sendo, no ensaio à tensão controlada, o parâmetro de comparação e previsão da vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas no Brasil.

6.5 ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Deformação permanente é um dos defeitos mais comuns da pavimentação asfáltica, podendo ser atribuída ao revestimento – Figura 6.25(a), ou às subcamadas – Figura 6.25(b), ou ainda a uma combinação de efeitos. As camadas não-asfálticas abaixo do revestimento podem apresentar deformações permanentes principalmente por densificação adicional pelo tráfego e por ruptura ao cisalhamento. Esses problemas podem ser evitados por uma seleção dos materiais e compactação adequada e um bom projeto

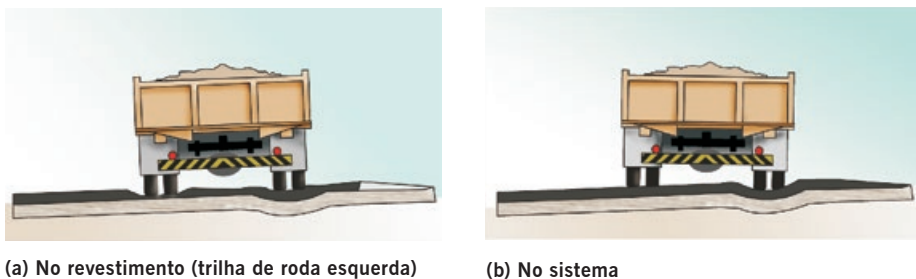


Figura 6.25 Deformações permanentes em pavimentos asfálticos

estrutural de forma a limitar as tensões atuantes aos níveis admissíveis e seguros.

Neste capítulo, trata-se exclusivamente da situação esquematicamente apresentada na Figura 6.25(a) e apresentam-se os ensaios que têm sido utilizados na tentativa de prevenir essa falha específica nas misturas asfálticas. A deformação permanente em misturas asfálticas ocorre devido a uma combinação do fluxo do material (viscoelástico ou viscoplástico) e do dano neste material, representado pela formação e propagação de trincas. A capacidade de uma mistura de resistir a esse tipo de deformação depende de diversos fatores, entre os quais, a consistência do ligante e a volumetria da mistura (agregados e ligantes).

Entre os ensaios existentes para estudar a deformação permanente de misturas asfálticas destacam-se os seguintes (Shell, 2003):

- ensaios fundamentais: triaxial com carregamento repetido e compressão uniaxial não-confinada (*creep* estático e *creep* dinâmico);
- ensaios de simulação: simuladores de laboratório.

O ensaio triaxial possui a vantagem de reproduzir uma condição de tensão multiaxial mais próxima da condição existente em campo. Neste caso as deformações precisam ser monitoradas nos sentidos vertical e horizontal. Trata-se de um ensaio de realização complexa e que não vem sendo usado no Brasil, nem mesmo em pesquisas acadêmicas. Os demais ensaios mencionados são descritos mais detalhadamente a seguir.

6.5.1 Creep estático (ou simplesmente *creep*)

O ensaio mais simples para o estudo da deformação permanente de misturas é o chamado ensaio de *creep*. Embora no Brasil esse ensaio venha sendo realizado através da aplicação de cargas compressivas, daí a denominação brasileira de ensaio de compressão uniaxial, o ensaio de *creep* também pode ser realizado através da aplicação de cargas de torção, flexão e tração, como em Daniel e Kim (2002), por exemplo. O ensaio sem confinamento foi aplicado em misturas asfálticas nos anos 70 pela Shell (Hill, 1973) e ganhou bastante aceitação devido à sua simplicidade de preparação de corpos-de-prova e de execução do ensaio.

Em sua versão estática, o ensaio consiste da aplicação ao longo do tempo de uma carga de compressão estática e contínua em um corpo-de-prova geralmente cilíndrico regular (como o Marshall, por exemplo). Essa compressão uniaxial é executada no sentido axial (vertical) conforme ilustrado na Figura 6.26(a). A simplicidade e o custo do ensaio são tais que é comum a sua realização em vários corpos-de-prova simultaneamente – Figura 6.26(b). O corpo-de-prova destinado ao ensaio pode ser obtido diretamente do campo por extração através de sonda rotativa ou fabricado em laboratório. Uma exigência importante é que as faces do corpo-de-prova sejam perfeitamente paralelas e perpendiculares ao sentido de aplicação da carga, de modo que a carga seja aplicada uniaxialmente. Costuma-se aplicar um pré-carregamento nas amostras antes do ensaio de modo a permitir que as placas obtenham mais uniformidade no contato, incluindo as

extremidades da amostra. Antes da execução dos ensaios, em geral os corpos-de-prova ficam mantidos por um período superior a 2 horas na temperatura especificada para garantia de equilíbrio térmico em toda a amostra.

O tempo de aplicação da carga pode variar, e embora ainda não haja um consenso sobre o assunto, a tendência é de que a duração do ensaio seja de 1 hora (Shell, 2003). A intervalos predeterminados de tempo, a critério de cada pesquisador, é efetuada a medição do deslocamento axial sofrido pela amostra devido ao carregamento estático. Essas medidas podem ser lidas com extensômetros acoplados às placas de carregamento – Figura 6.27(a), ou diretamente aos corpos-de-prova – Figura 6.27(b). Neste segundo caso (b), destaque-se o recente trabalho de Viana *et al.* (2003) para facilitar a fixação dos LVDTs nos corpos-de-prova, tornando de menor importância a questão do paralelismo das faces do corpo-de-prova, problema existente no caso do outro tipo de medição (a).

No atual estágio de desenvolvimento do ensaio de *creep* no Brasil, as informações geradas no ensaio, incluindo a fase de descarregamento – Figura 6.28(a), são devidamente registradas por meio de sistemas automatizados de aquisição de dados – Figura 6.28(b).

Devido à aplicação da carga estática, o corpo-de-prova deforma até se estabilizar ou romper (na verdade trata-se de um estado avançado de dano). Essa “ruptura” nem sempre é visível, havendo vários critérios para defini-la como, por exemplo, quando se ultrapassa uma deformação relativa de 0,008mm/mm, ao final de 1 hora, então a mistura asfáltica não é adequada para resistir às deformações permanentes.

No que diz respeito ao parâmetro obtido no ensaio de *creep*, trata-se fundamentalmente do histórico de deformação ao longo do período de ensaio, ou seja, $\varepsilon(t)$. Decorrente deste parâmetro obtém-se a denominada função fluência (*creep compliance*), dada pela expressão 6.21.

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (6.21)$$

Onde:

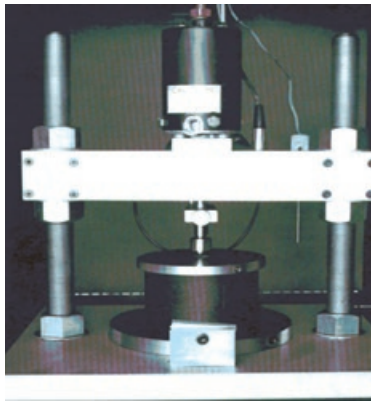
$D(t)$ = função fluência;

$\varepsilon(t)$ = deformação em função do tempo;

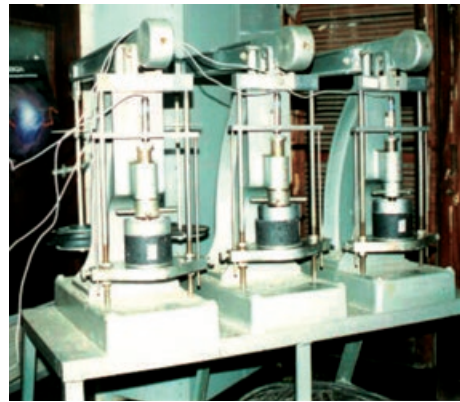
σ_0 = tensão constante aplicada.

A expressão 6.21 é bastante importante na solução de determinados problemas envolvendo materiais como as misturas asfálticas (materiais viscoelásticos lineares). Isto se deve ao fato de que com a função fluência se pode obter o histórico de deformação em qualquer configuração geométrica e de contorno, desde que se conheça o histórico de tensão, $\sigma(t)$. Numa analogia simples, a função fluência corresponderia ao inverso do módulo de elasticidade, porém agora como uma função do tempo. Souza (2005) apresenta uma discussão completa sobre a utilização da função fluência para solução de problemas de valor de contorno que incluem materiais viscoelásticos.

A Figura 6.29 representa um gráfico típico da função fluência, que possui a mesma forma do gráfico da deformação ao longo do tempo, já que a tensão aplicada é constante. No exemplo da Figura 6.29 (extraída de Souza e Soares, 2003), nota-se como a curva

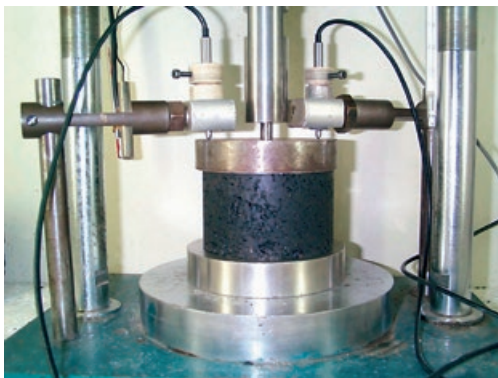


(a) Um corpo-de-prova isolado

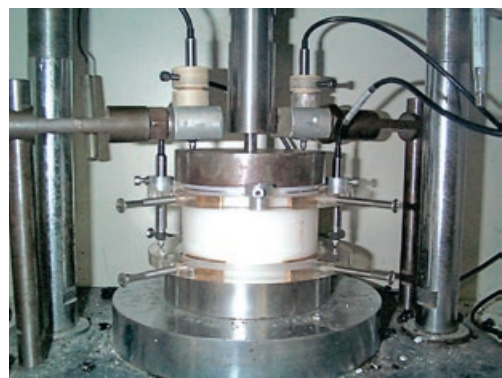


(b) Conjunto de corpos-de-prova

Figura 6.26 Exemplos de equipamentos e arranjos experimentais para o ensaio de creep

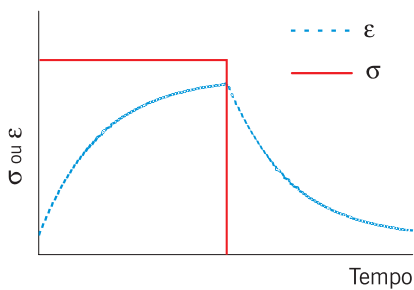


(a) Sobre a placa de carregamento



(b) Acoplados ao corpo-de-prova

Figura 6.27 Posicionamento dos LVDTs para registro de deslocamento axial no ensaio de creep



(a) Tensões σ e deformações ϵ



(b) Tela do sistema de aquisição de dados

Figura 6.28 Informações do ensaio de creep

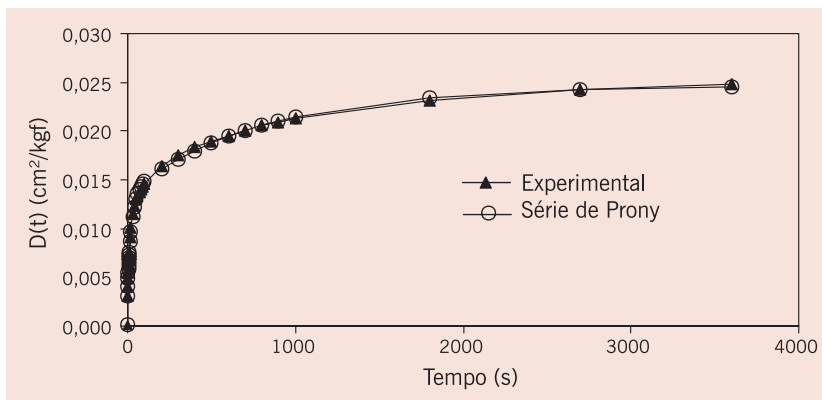


Figura 6.29 Função fluência e respectivo ajuste para a série de Prony (Souza e Soares, 2003)

experimental pode ser perfeitamente ajustada por uma série de Prony, que é uma série matemática bastante usada para representar a função fluência de materiais viscoelásticos (Park *et al.*, 1996; Kim *et al.*, 1997).

6.5.2 Creep dinâmico

Finn *et al.* (1983), na investigação da relação dos resultados de ensaios de *creep* estático com deformações permanentes em campo, recomendaram a consideração de um ensaio de carga repetida. É importante notar que tal procedimento não é usual na mecânica dos materiais, uma vez que o ensaio de *creep* é justamente caracterizado pelo estado uniforme e contínuo de tensão. Contudo, mais recentemente foi evidenciado que o carregamento estático não refletia claramente o melhoramento de desempenho devido à incorporação de modificadores no ligante, sendo isto detectado nos ensaios de carregamento repetido (Valkering *et al.*, 1990). Vale salientar que essa não-detecção do efeito dos modificadores pode ser uma limitação do equipamento usado e não da concepção do ensaio de *creep* estático. Afinal a maioria dos modificadores pode ser considerada representada por sólidos elásticos, sendo que o seu efeito se evidencia melhor na parte bem inicial da curva da função fluência, ou seja, em tempos tão pequenos (da ordem de milésimos de segundos) que não foram capturados pelo sistema de aquisição de dados da máquina utilizada.

O ensaio de *creep* dinâmico consiste na aplicação de pulsos de carga ao corpo-de-prova, a uma determinada frequência, tempo de aplicação de carga e intervalo entre as aplicações das cargas, a uma temperatura especificada. A Figura 6.30 mostra um exemplo de carregamento empregado em ensaio de *creep* de carga repetida. Tem como objetivo a medição da deformação permanente acumulada.

Durante a realização do ensaio, o corpo-de-prova é submetido à aplicação de uma carga de compressão axial transiente. Em geral a seguinte combinação tem sido mais empregada: cada carregamento geralmente tem uma duração de 0,10 segundo e os intervalos entre as aplicações de carga são de 0,90 segundo, aplicados a uma frequência

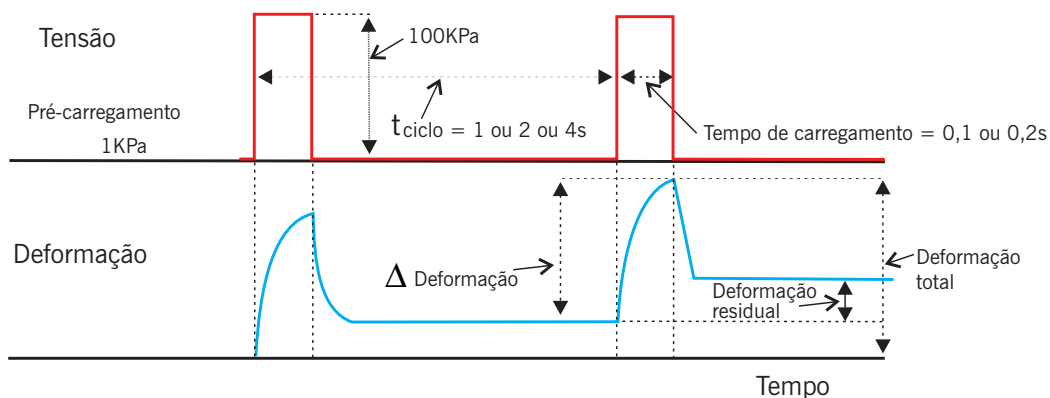


Figura 6.30 Carregamento e deformação no ensaio de *creep* dinâmico

de 1Hz. Este ciclo é repetido 3.600 vezes para cada corpo-de-prova ensaiado, resultando em 1 hora de ensaio. Assim como no ensaio estático, para medir os deslocamentos ocorridos nos corpos-de-prova durante os ensaios, utilizam-se transdutores LVDTs. Dividindo-se o deslocamento absoluto (Δh) pela altura inicial do corpo-de-prova (h_{cp}) obtém-se o deslocamento permanente relativo, também denominado de deformação relativa (ϵ_{rel}). Embora não seja um termo usado no meio de mecânica dos materiais, é comum no meio de pavimentação referir-se ao módulo de *creep* dinâmico (E_c), que é a tensão aplicada, σ , dividida pelo deslocamento relativo ($\epsilon_{rel(t)}$), conforme apresentado na expressão (6.22):

$$E_{c(t)} = \frac{\sigma}{\epsilon_{rel(t)}} \quad (6.22)$$

6.5.3 Simuladores de tráfego de laboratório

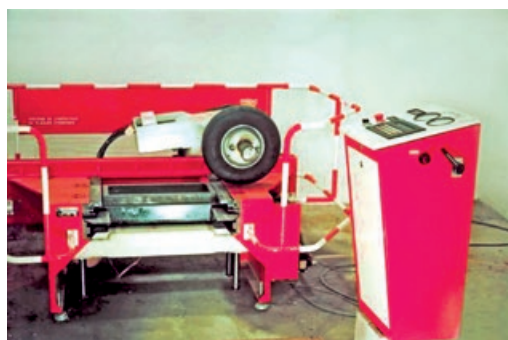
Uma outra forma de determinação da deformação permanente em misturas asfálticas é por meio do uso de simuladores de tráfego. Existem diversos tipos de simuladores: (i) em laboratório; e (ii) em verdadeira grandeza. Esses equipamentos permitem uma investigação mais próxima da realidade, porém em geral também acarretam a necessidade do uso de fatores laboratório-campo para previsões de deformação permanente *in situ* ou do estabelecimento de limites de deformação permanente em laboratório por análises empíricas de resultados em campo.

No que diz respeito aos ensaios de simulação em laboratório, o Brasil possui no momento apenas dois equipamentos: (i) um francês desenvolvido pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) que fica no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP (Figura 6.31); e (ii) um norte-americano – *Asphalt Pavement Analyzer* (APA) de propriedade da BR Distribuidora (Figura 6.34).

No conjunto de equipamentos franceses do LCPC, a mistura asfáltica é primeiramente compactada através de amassamento por roda de pneu com cargas e pressão de inflação reguláveis, na temperatura de projeto, realizada por equipamento denominado

mesa compactadora – Figura 6.31(a). A compactação segue a especificação francesa NF P 98-250-2 (AFNOR, 1991a) e produz uma placa compactada de mistura asfáltica nas dimensões padrão de 500mm de comprimento e 180mm de largura, havendo placas com 50 e com 100mm de espessura – Figura 6.31(b). O ensaio de deformação permanente, propriamente dito, segue a especificação francesa NF P 98-253-1 (AFNOR, 1991b) e é feito em um equipamento munido de roda pneumática, cuja pressão do pneu e carga no eixo são controláveis, assim como a temperatura também é regulável, empregando-se em geral 60°C para acelerar o processo – Figura 6.31(c). O ensaio é realizado em duas placas simultaneamente, colocadas uma em cada lado do equipamento, munido de um eixo com dois pneumáticos. O pneumático fica permanentemente em contato com a placa asfáltica e aplica carregamento em movimento longitudinal de ida e vinda, em ciclos de 1Hz. Mede-se o afundamento na trilha de roda em diversos pontos a cada determinado número de solicitações. Frequentemente são usados 1.000, 3.000, 10.000, 20.000 e 30.000 ciclos. A Figura 6.31(d) mostra um aspecto de uma mistura asfáltica muito deformada após o ensaio.

O resultado do ensaio é dado em termos de afundamento em milímetros ou como um percentual da altura da placa original. A Figura 6.32(a) ilustra os resultados do ensaio



(a) Mesa compactadora LCPC de placas de misturas asfálticas



(b) Placa de mistura asfáltica compactada



(c) Simulador de tráfego LCPC

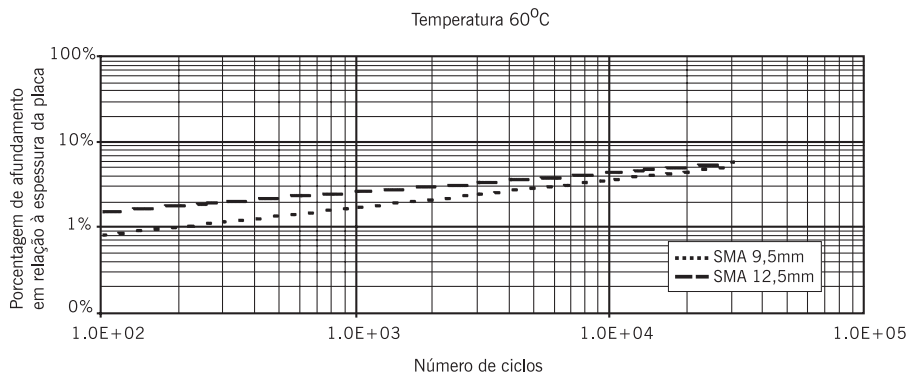


(d) Placa após ensaio de deformação permanente

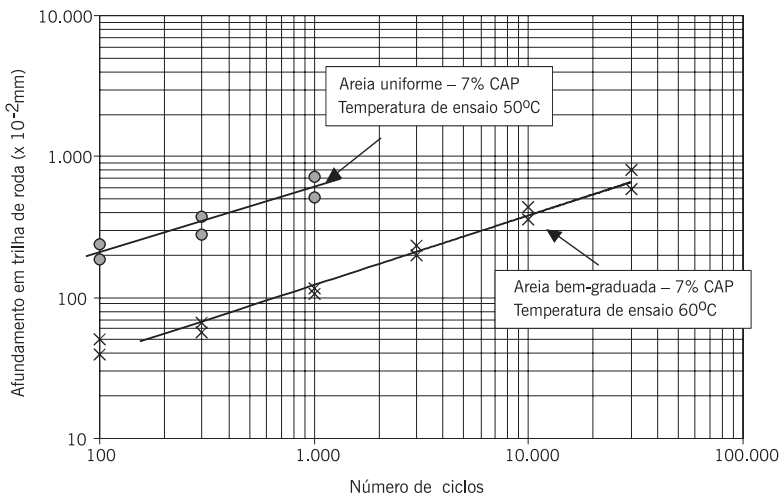
Figura 6.31 Conjunto de mesa compactadora e simulador de tráfego LCPC para ensaios de deformação permanente em laboratório

a 60°C para duas misturas SMA – *Stone Matrix Asphalt* (Capítulo 4), com diferentes tamanhos de agregado, no caso, tamanho máximo nominal – TMN de 9,5 e de 12,5mm (Vasconcelos, 2004). A deformação permanente aos 30.000 ciclos de ambas misturas em SMA é de cerca de 6%, que é um resultado bom, demonstrando a resistência à formação de afundamentos deste tipo de revestimento asfáltico.

A Figura 6.32(b) mostra, por sua vez, resultados de afundamento em trilha de roda no simulador francês de duas areias-asfalto com CAP 20, sendo uma bem-graduada e outra uniforme. Observe-se que a graduação das misturas exerce um papel fundamental no comportamento à deformação permanente. A areia uniforme mostra uma deformação de cerca de 6mm (ou 12%) após apenas 1.000 ciclos e a areia bem-graduada mostra valor aproximadamente igual após 30.000 ciclos. Além disso, a temperatura de ensaio da areia uniforme foi de 50°C, 10°C abaixo do especificado no ensaio, o que contribuiu para suportar mais ciclos que se fosse testada a 60°C.



(a) Duas misturas asfálticas tipo SMA



(b) Duas areias-asfalto a quente

Figura 6.32 Resultados de deformação permanente de misturas asfálticas no ensaio de simulador de tráfego LCPC

Além dos aspectos comparativos entre misturas no que diz respeito à resistência à deformação permanente, o ensaio pode ser usado para investigar o efeito de fatores diversos no comportamento mecânico. A Figura 6.33 ilustra o efeito do teor de asfalto no afundamento, bem como o efeito da substituição do asfalto convencional CAP 20 (similar ao atual CAP 50/70), pelo convencional mais duro CAP 40 (similar ao atual CAP 30/45) ou ainda por asfaltos modificados com polímero (AMP SBS; AMP SBR ou AMP EVA) e por borracha (asfalto-borracha) mantendo-se a mesma graduação e natureza de agregados (Bernucci *et al.*, 2002). Observa-se a importância de manutenção do teor de ligante de projeto (no caso 5,6%) durante a usinagem e o efeito do excesso de ligante, favorecendo a fluência e a formação de afundamentos. O tipo de asfalto é outro fator importante nos projetos quando se procura combater a deformação permanente. A mistura passa a ser mais resistente à deformação permanente com o aumento de viscosidade do ligante e, adicionalmente, com o efeito benéfico do retorno elástico na redução da energia de deformação.

No caso do APA – Figura 6.34(a), o procedimento possui similaridades com o LCPC. A compactação, contudo, é por vibração – Figura 6.34(b). A carga é transmitida à placa por meio de mangotes de borracha preenchidos por ar, em vez de pneus – Figura 6.34(c). O equipamento permite a saturação com água dos corpos-de-prova para avaliar o seu efeito deletério durante o ensaio – Figura 6.34(d). A placa é em seguida retirada do equipamento – Figura 6.34(e), sendo medido o afundamento – Figura 6.34(f).

Acima foram descritos os ensaios de simulação laboratorial existentes no Brasil. Há ainda outros equipamentos como o instalado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC, em Portugal, ilustrado na Figura 6.35. Esse equipamento fica numa câmara de temperatura controlada e executa um número também predefinido de passagens de roda

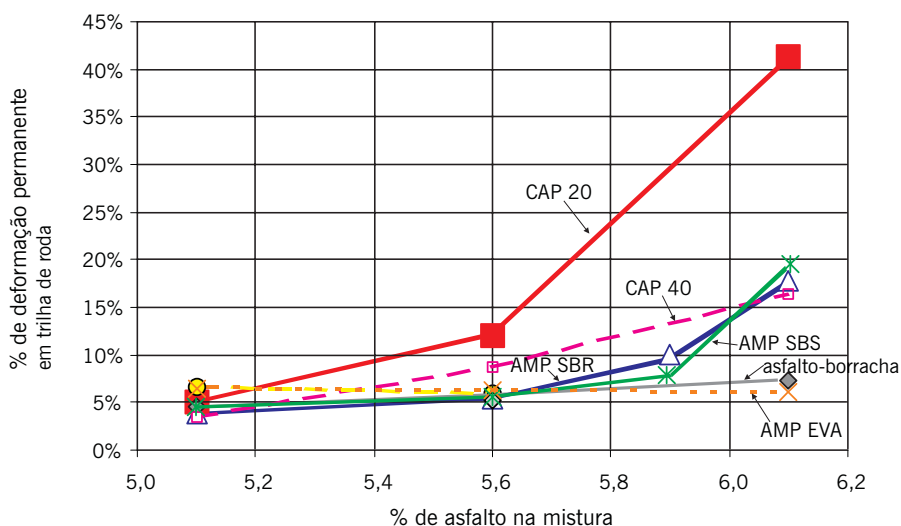


Figura 6.33 Percentual de afundamento versus teor de asfalto para 30.000 ciclos no simulador de tráfego LCPC (Bernucci *et al.*, 2002)



(a) Visão geral do simulador



(b) Compactador



(c) Carregamento sobre placa por meio do mangote



(d) Carregamento em meio saturado



(e) Placa deformada sendo desmoldada



(f) Afundamento da placa

Figura 6.34 Compactador e simulador APA

(Fotos: Petrobras Distribuidora)



(a) Câmara de temperatura controlada



(b) Equipamento



(c) Detalhe da simulação

Figura 6.35 Simulador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC, Portugal

rígidas, com peso predefinido. A idéia é a mesma já descrita anteriormente, ou seja, de comparar misturas quanto à capacidade de resistir à deformação permanente.

A Figura 6.36 mostra o simulador instalado na Universidade da Carolina do Norte, onde importantes trabalhos científicos sobre a caracterização mecânica de misturas asfálticas vêm sendo desenvolvidos. Este equipamento possui rodas que atuam diretamente numa laje de mistura colocada sobre uma plataforma. São seis rodas atuando em seqüência na placa investigada. Ao fim da passagem na laje, cada roda sobe e move-se no sentido contrário por cima das rodas que então estão atuando na laje. Diversas plataformas vêm sendo testadas de modo a simular mais proximamente situações de campo. Além de solos, materiais como borracha têm sido usados como plataforma, produzindo falhas na laje de mistura bastante similares às encontradas em campo.

Existem simuladores em verdadeira grandeza; são equipamentos com a capacidade de imprimir a um pavimento experimental, em apenas algumas semanas ou meses, cargas relativas a um tempo de serviço de 10 a 20 anos. Tais equipamentos aplicam solicitações diretamente sobre a estrutura do pavimento 24 horas/dia, 7 dias/semana durante quantas semanas sejam necessárias. Diferentemente da maioria dos equipamen-

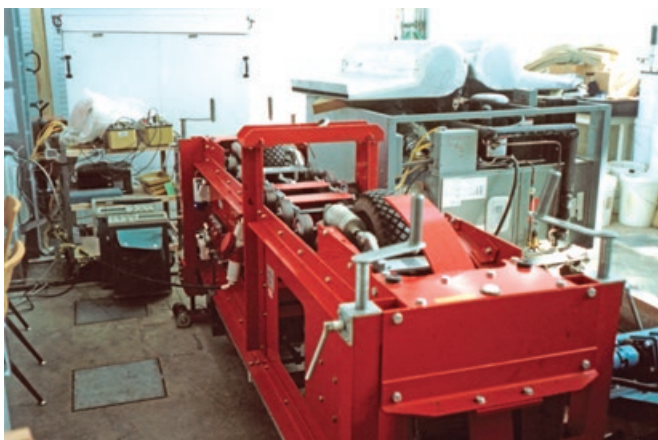


Figura 6.36 Simulador da Universidade da Carolina do Norte

tos de laboratório, esses simuladores têm a capacidade de avaliar não só o revestimento asfáltico, mas toda a estrutura do pavimento, verificando o comportamento resultante da interação entre as diversas camadas que compõem os pavimentos asfálticos. Embora tenham a vantagem de permitir que sejam avaliados projetos de pavimentos sob condições de tráfego e clima reais, há ainda a limitação de não ser considerado o envelhecimento do ligante e a auto-recuperação de trincas que se dá no longo prazo. Estes serão comentados no Capítulo 10.

6.6 ENSAIOS COMPLEMENTARES

Além dos ensaios mecânicos já descritos, vêm sendo bastante utilizados para a caracterização mecânica de misturas outros ensaios, aqui denominados ensaios complementares. Tratam-se de ensaios empíricos que, contudo, fornecem informações importantes não obtidas a partir dos ensaios mecânicos convencionais. Os dois principais ensaios que vêm sendo usados no Brasil são descritos a seguir.

6.6.1 Desgaste Cântabro

O arrancamento progressivo de agregados da capa de rolamento por efeito do atrito pneu-pavimento é denominado desgaste (Santana, 1993), sendo uma patologia comum em revestimentos brasileiros (CNT, 2004). O ensaio usualmente realizado para determinação de resistência à desagregação é o ensaio Cântabro. Esse ensaio foi originado no Centro de Estudios de Carreteras e Universitat Politècnica de Catalunya na Espanha objetivando avaliar o comportamento de misturas asfálticas quanto à perda de material. A norma DNER-ME 383/99, baseada na norma espanhola (NTL, 1986), consiste na análise das massas de corpos-de-prova Marshall de misturas asfálticas drenantes ou porosas, submetidos ao aparelho de abrasão Los Angeles – Figura 6.37(a). Apesar de sua concepção estar relacionada aos pavimentos drenantes, o ensaio de desgaste Cântabro pode ser estendido para outros tipos de misturas asfálticas (ABNT-NBR 15140/2004).

Os principais passos do ensaio são os seguintes: (i) pesar inicialmente o corpo-de-prova Marshall (M_1); (ii) colocar no aparelho de abrasão Los Angeles sem as esferas de aço – Figura 6.37(b); (iii) condicionado a 25°C, efetuar 300 revoluções na velocidade angular de 30rpm; (iv) pesar novamente o corpo-de-prova (M_2), ilustrado na Figura 6.37(c). O desgaste Cântabro é determinado por meio da expressão:

$$D = \left(\frac{M_1 - M_2}{M_1} \right) \times 100 \quad (6.23)$$

Onde:

D = valor do desgaste em %;

M_1 = massa do corpo-de-prova antes do ensaio;

M_2 = massa do corpo-de-prova após o ensaio.



(a) Visão do equipamento



(b) Detalhe do interior do equipamento



(c) Corpo-de-prova após o ensaio

Figura 6.37 Exemplo de aparelho de abrasão Los Angeles utilizado para o ensaio Cântabro

O desgaste máximo admitido é de 25% para misturas asfálticas porosas (DNER, 1999), e o desgaste para cada teor de ligante deve ser realizado a partir da média aritmética de três corpos-de-prova (Figura 6.38), com o valor individual não diferindo 20% do valor médio.

Como citado, o ensaio Cântabro é comumente realizado em misturas drenantes como camada porosa de atrito – CPA (Meurer Filho, 2001; Oliveira, 2003), podendo ser empregado para misturas areia-asfalto (Bottin Filho, 1997; Silveira, 1999) e para concretos asfálticos (Castro Neto, 2000). O ensaio pode ainda ser realizado com corpos-de-prova submetidos à submersão (NTL, 1992), visando principalmente misturas drenantes em sua suscetibilidade à ação da água, evidenciando perda por problemas de adesividade.

6.6.2 Perda por umidade induzida

A avaliação do dano nas misturas asfálticas causado pela umidade é de grande importância, uma vez que afeta o desempenho e a vida de serviço dos pavimentos. Na realidade o dano por umidade evidencia os possíveis problemas de adesividade agregado-ligante asfáltico. Embora seja reconhecida a dificuldade de associar resultados de ensaios laboratoriais ao desempenho das misturas em campo (Epps *et al.*, 2000), existem diversos ensaios para identificação do potencial ao dano por umidade em misturas. Eles podem ser classificados em duas categorias: (i) realizados em misturas não-compactadas e (ii) realizados em misturas compactadas (Moura, 2001; Solaimanian *et al.*, 2004). A Ta-



Figura 6.38 Exemplos de corpos-de-prova submetidos ao ensaio Cântabro indicando a determinação do resultado pela média de três corpos-de-prova

bela 6.2 apresenta um resumo dos testes de avaliação de dano por umidade existentes para amostras compactadas por serem os mais representativos de condições reais e dos problemas complexos relacionados à adesividade.

TABELA 6.2 ENSAIOS DE SENSIBILIDADE À UMIDADE PARA CORPOS-DE-PROVA COMPACTADOS (adaptado de Solaimanian *et al.*, 2004)

Teste	ASTM	AASHTO	Outros
Moisture vapor susceptibility			California Test 307
Immersion-compression	D1075	T 165	ASTM STP 252
Marshall immersion			Stuart 1986
Freeze-thaw pedestal test			Kennedy <i>et al.</i> , 1982
Original Lottman indirect tension			NCHRP Report 246 (Lottman, 1982) Transportation Research Board 515 (1974)
Modified Lottman indirect tension		T 283	NCHRP Report 274 (Tunnicliff e Root, 1984), Tex 531-C
Tunnicliff-Root	D 4867		NCHRP Report 274 (Tunnicliff e Root, 1984)
ECS with resilient modulus			SHRP-A-403 (Al-Swailmi e Terrel, 1994)
Hamburg wheel tracking			1993 Tex-242-F
Asphalt Pavement Analyzer			Método em estudo na ASTM
ECS/SPT			NCHRP 9-34 2002-03

O teste de sensibilidade à ação deletéria da água mais usado no Brasil segue o procedimento descrito em AASHTO T 283, baseado no trabalho de R.P. Lottman (NCHRP Project 4-08), e um trabalho posterior realizado por D.G. Tunnicliff e R.E. Root (NCHRP Project 10-17) (Epps *et al.*, 2000; Moura, 2001). Segundo esse procedimento, os corpos-de-prova de misturas asfálticas de graduação densa ou ainda de SMA podem ser preparados em laboratório seguindo os métodos Marshall, Hveem ou Superpave, e pode ser resumido nos passos descritos a seguir:

- Moldar seis CPs similares com 1.200g de mistura asfáltica na faixa de projeto e teor de ligante asfáltico de projeto, com vazios de $7 \pm 0,5\%$.
- Separar um primeiro conjunto de três corpos-de-prova, colocando-os dentro de sacos plásticos para proteção e imersão em banho de água a 25°C por $2 \pm 1\text{h}$;
- Separar um segundo conjunto de três desses CPs, colocando-os em um recipiente com água destilada e aplicando-se vácuo a uma pressão de 250 – 650mmHg por 5 a 10 minutos, a fim de obter grau de saturação dos vazios entre 70 e 80% de água;
- Envolver os CPs em filme plástico e colocar cada CP dentro de um saco plástico com 10ml de água adicionais, vedando-os em seguida; colocar o segundo conjunto de três CPs para congelamento (-18°C) por um período mínimo de 16h;
- Imergir este conjunto de três CPs em um banho de 60°C por um período de $24 \pm 1\text{h}$, retirando-se os CPs dos sacos plásticos e do filme logo após a imersão;
- Retirar o conjunto de três CPs do banho a 60°C e imergi-los em um banho a 25°C por um período de $2 \pm 1\text{h}$;
- Realizar ensaio de resistência à tração no primeiro conjunto de três CPs não-condicionados (RT) e no segundo conjunto de três corpos-de-prova após todo ciclo de condicionamento (RT_u);
- Calcular a resistência à tração retida por umidade induzida, que é a razão entre RT_u e RT.

As Figuras 6.39(a) a (d) ilustram alguns passos adotados no processo de condicionamento e ensaio de RT e RT_u dos CPs do segundo conjunto.

Para a confecção dos CPs das dosagens Marshall com vazios entre 6 e 8%, é necessária a moldagem de CPs com diferentes números de golpes. A partir de um gráfico com o número de golpes *versus* volume de vazios, obtém-se o número de golpes necessários para a obtenção do volume de vazios preconizados em norma. O número de golpes necessário para obtenção dos vazios exigidos em norma varia dependendo da graduação.

Para as misturas dosadas pela metodologia Superpave, procede-se de forma diferente para a obtenção do número de giros necessários para um volume de vazios entre 6 e 8%, acompanhando-se as alturas do corpo-de-prova durante o processo. Dessa forma, é possível obter-se uma estimativa dos volumes de vazios para os diferentes números de giros. Determina-se em quantos giros obtém-se 7% de vazios (referência) nos CPs compactados no teor de projeto, ou seja, faz-se um acompanhamento dos vazios até que o número de giros seja igual ao N_{projeto} .

A Tabela 6.3 apresenta como exemplo os resultados obtidos para a resistência a tração por compressão diametral após o condicionamento (saturação, congelamento e aquecimento em água), a resistência à tração por compressão diametral sem condicionamento e a resistência à tração retida por umidade induzida (RRT) para duas misturas analisadas por Vasconcelos (2004).



Figura 6.39 Passos para o condicionamento e para a determinação da RT

TABELA 6.3 RESULTADOS DE RT, RT_u E RRT PARA DUAS MISTURAS ASFÁLTICAS ANALISADAS (Vasconcelos, 2004)

Compactação	Parâmetro	BZR	SMA 9,5mm
Marshall	RT (MPa)	0,92	0,88
	RT_u (MPa)	0,43	0,80
	RRT	47%	91%

No caso de misturas contínuas, o valor mínimo de RRT para que a amostra seja aprovada é de 70%. Para as misturas SMA, o limite mínimo para RRT também tem sido adotado 70% segundo a especificação AASHTO MP 8-01. Um fator importante a ser levado em consideração é a eventual presença de fíleres como a cal hidratada, que é um melhorador de adesividade. Resultados de pesquisa indicam que o ensaio de adesividade realizado para agregados graúdos isoladamente (DNER-ME 078/94) não garante que a mistura irá apresentar bom comportamento à ação deletéria da água, mesmo quando os agregados apresentam resultados satisfatórios. O ensaio de dano por umidade induzida em corpo-de-prova de mistura asfáltica compactada foi normalizado recentemente pela ABNT através da norma ABNT NBR 15617.

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T-283: *resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage*. Washington, USA, 1989.
- _____. AASHTO MP 8-01: *standard specification for designing Stone Matrix Asphalt (SMA)*. USA, 2005.
- _____. *Guide for design of pavement structures*. Washington, 2002. Disponível em: <www.2002designguide.com>. Acesso em: 01 ago. 2006.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15087: *misturas asfálticas: determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. NBR 15140: *misturas asfálticas: determinação do desgaste por abrasão Cantabro*. Rio de Janeiro, 2004.
- AFNOR – ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. NF P98-250-2: *preparation des mélanges hydrocarbonés: partie 2: compactage des plaques*. Paris, 1991a.
- _____. NF P98-253-1: *deformation permanente des mélanges hydrocarbonés: partie 1: essai d'orniérage*. Paris, 1991b.
- _____. NF P98-260-2: *test relating to pavements: measurement of rheological properties on bituminous mixes: part 2: determination of the dynamic bending modulus*. Paris, 1992.
- _____. NF P98-260-1: *essais relatifs aux chaussées: mesure des caractéristiques rhéologiques des mélanges hydrocarbonés: partie 2: détermination du module complexe par flexion sinusoidale*. Paris, 1993.
- ALLEN, D.H.; HAISLER, W.E. *Introduction to aerospace structural analysis*. New York: John Wiley & Sons, 1985.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. E 206-72: *standard definitions of terms relating to fatigue testing and statistical analysis of fatigue data*. USA, 1979.
- _____. ASTM D 4123: *standard method of indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures*. USA, 1982.
- _____. ASTM C 496: *standard test method for splitting tensile strength of the cylindrical concrete specimens*. USA, 1986.
- _____. ASTM D3497-79: *standard test method for dynamic modulus of asphalt mixtures*. USA, 2003.
- BALBO, J.T. Fatos, mitos e falácias sobre os modelos experimentais de fadiga. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., 2000, Brasília. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2000.
- BARKSDALE, R.G. Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. Highway Research Record 345, Highway Research Board, pp. 32-44, 1971.
- BENEVIDES, S.A.S. *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento dos pavimentos asfálticos – método tradicional do DNER e método de resiliência da COPPE*. 2000. 176 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.
- BERNUCCI, L.B.; LEITE, L.M.; MOURA, E. Propriedades mecânicas em laboratório de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 16., 2002, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002.
- BONNAURE, F.; GEST, G.; GRAVOIS, A.; UGE, P. A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures. *Journal of Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 46, p. 64-100, 1977.
- BOTTIN FILHO, I.A. *Estudo de mistura areia-asfalto pré-misturada a quente*. 1997. 128 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

- BRITO, A.T. *Avaliação e análise paramétrica de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas para pavimentação*. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.
- CARNEIRO, F.L. *Um novo método para determinação da resistência à tração dos concretos*. Rio de Janeiro: Instituto Nacional de Tecnologia, 1943.
- CARPENTER, S.H.; GHUZLAN, K.A.; SHEN, S. A fatigue endurance limit for highway and airport pavements. *Proceedings Highway Research Board*, Washington, 2003.
- CASTRO NETO, A.M. Determinação da densidade máxima teórica de misturas betuminosas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., 1996, Salvador. Anais... Salvador: ABPv, 1996. v. 1, p. 35-60.
- CASTRO NETO, A.M. Proposta de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente. 2000. 112 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- CENTRO DE ESTUDIOS DE CARRETERAS. NTL 352: *caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cántabro de pérdida por desgaste*. España, 1986.
- _____. NTL 362: *efecto del agua sobre la cohesión de mezclas bituminosas de granulometría abierta, mediante ensayo cántabro de pérdida por desgaste*. España, 1992.
- CHRISTENSEN, R.M. *Theory of viscoelasticity*. 2. ed. New York: Academic, 1982.
- CNT – CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. *Relatório de pesquisa rodoviária*. Rio de Janeiro: CNT, 2004.
- DANIEL, J.S.; KIM, Y.R.; LEE, H.J. Effects of aging on viscoelastic properties of asphalt-aggregate mixtures. *Transportation Research Record*, n. 1630, p. 21-7, 1998.
- DANIEL, J.S.; KIM, Y.R. Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic, continuum damage model. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 2002.
- DIJK, W.V. Practical fatigue characterization of bituminous mixes. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 44, p. 38-74, 1975.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 078/94: *agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro, 1994.
- _____. ME 133/94: *determinação do módulo de resiliência de misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1994.
- _____. ME 138/94: *determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 1994.
- _____. ME 043/95: *misturas betuminosas a quente: ensaio Marshall para misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1995.
- _____. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro: DNER, 1996.
- _____. ME 383: *misturas betuminosas: desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero: ensaio Cantabro*. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2004 – ES: *pavimentação: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2004.
- EPPS, J.A.; MONISMITH, C.L. Influence of mixture variables on the flexural fatigue properties of asphalt concrete. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 38, 1969.
- EPPS, J.A.; SEBAALY, P.E.; PENARANDA, J.; MAHER, M.R.; MCCANN, M.B.; HAND, A.J. Compatibility of a test for moisture-induced damage with Superpave volumetric mix design. *NCHRP Report*, n. 444, Washington, 2000.
- FALCÃO, M.F.B.; SOARES, J.B. Considerações sobre o ensaio de compressão diametral no estudo de materiais de pavimentação. In: CONGRESSO DE ENSINO E PESQUISA EM TRANSPORTES, 26., 2002, Natal. Anais... Natal: ANPET, v. 1, p. 169-81.
- FERRY, J.D. *Viscoelastic properties of polymers*. New York: John Wiley & Sons, 1980.

- FINN, F.N.; MONISMITH, C.L.; MAKEVICH, N.J. Pavement performance and asphalt concrete mix design. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 52, p. 121-50, 1983.
- FONSECA, O.A. *Development of a time-dependent model for the dynamic modulus of asphalt mixes*. Tese (Doutorado) – University of Maryland, Maryland, 1995.
- FRANCKEN, L.; PARTL, M.; TECHNICAL COMMITTEE ON BITUMEN AND ASPHALT TESTING. Complex modulus testing of asphaltic concrete: RILEM interlaboratory test program. *Transportation Research Record*, n. 1.545, p. 133-42, 1996.
- GHUZLAN, K.A.; CARPENTER, S.H. *Energy-derived, damage-based failure criterion for fatigue testing*. Washington: Transportation Research Board, 2000.
- GOODRICH, J.L. Asphaltic binder rheology, asphalt concrete rheology and asphalt concrete mix properties. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 60, p. 80-120, 1991.
- HAWKES, I.; MELLOR, M. Uniaxial test in rock mechanics laboratories. *Engineering Geology*, n. 4, 1970.
- HILL, J.F. The creep of asphalt mixes. *Journal of Institute of Petroleum*, London, v. 59, n. 570, p. 247-62, 1973.
- HONDROS, G. The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete. *Australian Journal of Applied Sciences*, v. 10, n. 3, p. 243-68, 1959.
- HUANG, Y.H. *Pavement analysis and design*. Englewood-Cliffs: Prentice-Hall, 1993.
- HVEEM, F.N. Pavement deflection and fatigue failures. *Bulletim 114*, p 43-87, 1955.
- KIM, Y.R.; LEE, Y.C. Interrelationships among stiffnesses of asphalt-aggregate mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 64, p. 575-609, 1995.
- KIM, Y.R.; LITTLE, D.N.; BENSON, F.C. Chemical and mechanical evaluation on healing mechanism of asphalt concrete. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 59, 1990.
- KIM, Y.R.; LEE, H.J.; LITTLE, D.N. Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 66, p. 520-74, 1997.
- LAMA, R.D.; VUTUKURI, V.S. *Handbook on mechanical properties of rock*. Transportation Technology Publication, 1978. v. 1.
- LEE, H.J.; KIM, Y.R. Viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, nº 1, p. 32-40, 1998.
- LITTLE, D.N.; LYTTON, R.L.; WILLIAMS, D.; KIM, R.Y. An analysis of the mechanism of micro-damage healing based on the application of micromechanics first principles of fracture and healing. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 68, 1999.
- LOUREIRO, T.G. *Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas*. 2003. 100f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.
- LOVE, A.E.H. *A treatise on the mathematical theory of elasticity*. 4. ed. New York: Dover, 1944.
- LUONG, M.P. Tensile and shear strengths of concrete and rock. *Engineering Fracture Mechanics*, v. 35, n. 1/2/3, 1990.
- MAMLOUK, S.M.; SAROFIM, R.T. *Modulus of asphalt mixtures: an unresolved dilemma*. Washington: Transportation Research Board, 1988.
- MARQUES, G.L.O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. 2004. 480 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- MARQUES, G.L.O. e MOTTA, L.M.G. Estudo da influência de alguns fatores na determinação do módulo de resiliência de concretos asfálticos. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 18., 2006, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2006.

- MEDINA, J. *Mecânica dos pavimentos*. 1. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997. 380 p.
- MEDINA, J.; MOTTA, L.M.; PINTO, S.; LEITE, L.M. Um estudo de fadiga de misturas asfálticas com seis cimentos asfálticos da Petrobras. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 10., 1992, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1992. p. 56-63.
- MEURER FILHO, E. *Estudo de granulometria para concretos asfálticos drenantes*. 2001. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.
- MOTTA, L.M.G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. 1991. 366 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.
- MOURA, E. *Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas*. 2001. 122 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- NASCIMENTO, L.; LEITE, L.; CAMPOS, E.F.; MARQUES, G.; MOTTA, L. Uso da tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 18., 2006, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2006.
- NCHRP. Laboratory determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design. *National Cooperative Highway Research Program*, Transportation Research Board, n. 285. USA, 2004.
- OLIVEIRA, C.G.M. *Estudo de propriedades mecânicas e hidráulicas do concreto asfáltico drenante*. 2003. 87 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2003.
- PAPAZIAN, H.S. The response of linear viscoelastic materials in the frequency domain with emphasis on asphaltic concrete. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 1., 1962, Michigan, USA. *Proceedings...* p. 454-63.
- PARK, S.W.; KIM, Y.R.; SCHAPERLY, R.A. A viscoelastic continuum damage model and its application to uniaxial behavior of asphalt concrete. *Mechanics of Materials*, v. 24, n. 4, p. 241-55, 1996.
- PARK, S.W.; KIM, Y.R. Analysis of layered viscoelastic system with transient temperatures. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, n. 2, p. 223-31, 1998.
- PHANDNVAVIS, D.G.; SWAMINATHAN, C.G. The response of a bituminous mixture at failure to different loading conditions. *Proceedings of Australian Road Research*, v. 7, n. 2, 1997.
- PINTO, S. Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. 1991. 478 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.
- PRONK, A.C.; HOPMAN, P.C. Energy dissipation: the leading factor of fatigue in highway research: sharing the benefits. *Proceedings of a Conference of the United States Strategic Highway Research Program*, London, p. 255-67, 1990.
- ROBERTS, A. *Geotechnology – an introductory text for students and engineers*. Oxford: Pergamon Press, 1977.
- ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y.; KENNEDY, T.W. *Hot mix asphalt materials, mixture, design, and construction*. 2. ed. Lanham, Maryland: Napa Education Foundation, 1996.
- RODRIGUES, R.M. *Estudo do trincamento dos pavimentos*. 1991. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.
- ROWE, G.M. Performance of asphalt mixtures in the trapezoidal fatigue test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 62, p. 344-84, 1993.
- SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP/Comissão de Asfalto, 1993.

- SCHAPERLY, R.A. On the characterization of nonlinear viscoelastic materials. *Polymer Engineering and Science*, v. 9, p. 295-310, 1969.
- SCHAPERLY, R.A. Viscoelastic behavior and analysis of composite materials. In: SENDECKYJ, G.P. (Ed.). *Mechanics of composite materials*. St. Louis: Academic Press, 1974.
- SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Thomas Telford, 2003.
- SHRP – STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Stiffness of asphalt-aggregate mixes*. A-388. Washington, 1994.
- _____. *Fatigue response of asphalt-aggregate mixes*. A-404. Washington, 1994.
- _____. *Permanent deformation response of asphalt-aggregate mixes*. A-415. Washington, 1994.
- SILVEIRA, M.A. Estudo de adição de polímero em areia-asfalto a frio. 1999. 103 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- SOLAMANIAN, M.; HARVEY, J.; TAHMORESSI, M.; TANDON, V. *Test method to predict moisture sensitivity of hot-mix asphalt pavements*. Topic 3. 2004. Disponível em: <http://trb.org/publications/conf/reports/moisture/O3_TOP3.pdf>. Acesso em: 01 de ago. 2006.
- SOUZA, F.V. *Modelo multi-escala para análise estrutural de compósitos viscoelásticos suscetíveis ao dano*. 2005. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2005.
- SOUZA, F.V.; SOARES, J.B. Previsão do comportamento mecânico de misturas asfálticas a partir dos resultados do ensaio de creep estático. In: CNT/ANPET (Org.)/LGE (Ed.). *Transporte em transformação VII – Trabalhos vencedores do Prêmio CNT Produção Acadêmica 2002*, Brasília, 2003.
- TAIRA, C.; FABBRI, G.T.P. (2001) Modelação viscoelástica de ensaios de fluência estática e dinâmica de misturas asfálticas com asfaltos convencional e modificado por polímero SBS. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33., 2001, Florianópolis. *Anais...* Florianópolis: ABPv, 2001. p. 250-65.
- TAYEBALI, A.A.; DEACON, J.A.; COPLANTZ, J.S.; MONISMITH, C.L. Modeling fatigue response of asphalt-aggregate mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 62, p. 285-421, 1993.
- TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J.N. *Theory of elasticity*. New York: McGraw-Hill, 1951.
- VALKERING, C.P.; LANCON, D.J.L.; HILSTER, E.D.; STOKER, D.A. Rutting resistance of asphalt mixes containing non-conventional and polymer modified binders. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 59, p. 590-609, 1990.
- VASCONCELOS, K.L. Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias. 2004. 149 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2004.
- VIANNA, A.A.D.; MOTTA, L. M. G.; DOMINGUES R. G. Ensaio de compressão axial de CBUQ – uma nova técnica de medição das deformações. In: Congresso Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes, XVI, 2003, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ANPET, 2003.
- VON QUINTUS, H.L.; SCHEROCMAN, J.A.; HUGHES, C.S.; KENNEDY, T.W. Asphalt-aggregate mixture analysis system AAMAS. *National Cooperative Highway Research Program Report*, n. 338, 1991.
- WITCZAK, M.W.; ROOT, R.E. STP 561: *summary of complex modulus laboratory test procedures and results*. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1974. p. 67-94.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. *Principles of pavement design*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.
- ZHANG, W.; DRESCHER, A.; NEWCOMB, D.E. Viscoelastic analysis of diametral compression of asphalt concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 123, n. 6, p. 596-603, 1997.