



# PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA

• Formação Básica para Engenheiros •

2ª Edição

Liedi Bariani Bernucci  
Laura Maria Goretti da Motta  
Jorge Augusto Pereira Ceratti  
Jorge Barbosa Soares

## CURRÍCULO RESUMIDO DOS AUTORES:



### **Laura Maria Goretti da Motta**

Engenheira Civil (1976), pela Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), Mestre em Engenharia Civil (1979), pela Coordenação dos Programas de Pós-graduação em Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) e Doutora pela COPPE/UFRJ, 1991. Professora do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ de 1984 a 2019, atualmente aposentada, continua atuando como colaboradora voluntária. Coordenou o Setor de Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE de 1994 até 2016. É membro da Comissão de Asfaltos do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. Possui diversos trabalhos publicados no Brasil e no exterior. Co autora do livro de Mecânica dos Pavimentos. Já orientou mais de 100 mestres e doutores. Já atuou em mais de 100 projetos de cooperação com empresas e órgãos do setor de pavimentação.



### **Jorge Barbosa Soares**

Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Ceará (UFC). MSc. e Ph.D. em Engenharia Civil pela Texas A&M University. É Professor Titular da UFC e pesquisador do CNPq, integrando o Comitê de Assessoramento de Engenharia Civil do órgão (2018-2022). É Diretor de Inovação da FUNCAP (2015), coordena o INCT-Infra do CNPq, foi Diretor da International Society for Pavements (2016-2018), integra a Comissão do IBP/ABNT (2003), é Editor Associado da Revista Transportes. Já presidiu importantes eventos, orientou mais de 40 alunos de pós-graduação, 10 pós-doutores e possui diversas publicações na área.



### **Jorge Augusto Pereira Ceratti**

Engenheiro Civil e Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Doutor em Engenharia Civil pela Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS de 1979 a 2015. Atualmente aposentado, é Professor Convidado da UFRGS e Membro Permanente do corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção e Infraestrutura da UFRGS desde 2017. É fundador do Laboratório de Pavimentação da UFRGS-LAPAV, o qual coordenou de 1981 a 2017. É membro da Comissão de Asfaltos do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. Atua como consultor em pavimentação, desenvolvendo projetos de cooperação com empresas e órgãos do setor de pavimentação. Possui diversas publicações nos principais periódicos e congressos técnico/científicos, nacionais e internacionais, na área de pavimentação.



### **Liedí Bariani Bernucci**

Engenheira Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1981), especialização no Instituto de Geotécnica da Escola Politécnica Federal de Zurique na Suíça (1984 e 1985), Mestre em Engenharia Geotécnica pelo Departamento de Estruturas e Geotécnica da EPUSP (1987), estágio de Doutorado pelo Instituto de Geotécnica da Escola Politécnica Federal de Zurique, na Suíça (1987 e 1988), Doutora em Engenharia de Transportes pelo Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP (1995), Livre-Docente (2001) e Professora Titular no Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP (2006). Coordenou o Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP de 1995 a 2021, foi Chefe do Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP por 7 anos, Vice-Diretora (2014-2018) e Diretora (2018-2021) da Escola Politécnica da USP. Atualmente é Presidente do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) do Estado de São Paulo. É membro do Conselho Superior da FAPESP. Atua como docente em graduação e pós-graduação, como coordenadora de diversos projetos de pesquisa e extensão. É consultora em pavimentos, possui diversas publicações e já formou cerca de 50 mestres e doutores em Engenharia de Transportes.

# Pavimentação asfáltica

Formação básica para engenheiros

Liedi Bariani Bernucci

Laura Maria Goretti da Motta

Jorge Augusto Pereira Ceratti

Jorge Barbosa Soares

Rio de Janeiro

2008

2ª Edição - 2022



Patrocinadores:



Copyright © 2007 Liedi Bariani Bernucci, Laura Maria Goretti da Motta,  
Jorge Augusto Pereira Ceratti e Jorge Barbosa Soares

COORDENAÇÃO DE PRODUÇÃO  
Trama Criações de Arte

PROJETO GRÁFICO E DIAGRAMAÇÃO  
Trama Criações de Arte

REVISÃO DE TEXTO  
Mariflor Rocha  
Sonia Cardoso

Ficha catalográfica elaborada pelos autores

---

P338 Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros / Liedi Bariani Bernucci... [et al.]. – Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2ª edição, 2022.  
750 p.: il.  
ISBN: 978-85-69658-02-3

Inclui Bibliografias.  
Patrocínio ANTT, TRANSBRASILIANA.

1. Asfalto. 2. Pavimentação. 3. Camada asfáltica. 4. Mistura.  
I. Bernucci, Liedi Bariani. II. Motta, Laura Maria Goretti da. III. Ceratti, Jorge Augusto Pereira. IV. Soares, Jorge Barbosa.

---

CDD 625.85

## APRESENTAÇÃO

Passados 15 anos da primeira edição deste livro – Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros – seguida de uma atualização, já podemos considerar como sucesso esta iniciativa de apoio aos autores para o lançamento desta segunda edição revisada. Inicialmente, sua primeira edição foi distribuída gratuitamente na forma impressa a várias Universidades, Faculdades e Escolas de Engenharia nas cinco regiões brasileiras, perfazendo 20.000 exemplares. Entre 2007 e 2009, foram organizados pela Petrobras e Abeda vários cursos proferidos pelos quatro autores dentro do PROASFALTO - Programa Asfalto na Universidade – uma série de cursos gratuitos feitos para professores da área de pavimentação, em várias cidades, onde se transmitia o conteúdo do livro, trocavam-se ideias entre profissionais, e o aprendizado era coletivo. Nesta oportunidade, eram oferecidas também de forma gratuita 30 aulas em slides, que refletiam o conteúdo dos 11 capítulos do livro, especialmente preparadas pelos autores do livro.

Numa segunda fase, foi feita a opção de disponibilizar o livro da primeira edição digitalmente, o que ampliou de forma extraordinária a sua divulgação. Tornou-se livro texto em muitas universidades e muitos profissionais passaram também a utilizá-lo.

Vale dizer que toda esta efervescência no meio acadêmico, na área de pavimentação, atraiu muitos estudantes de graduação, mestrado e doutorado, o que enriqueceu sobremaneira o meio técnico das empresas de consultoria, de fornecedores, de construção e de controle.

Os autores, professores de universidades importantes e reconhecidamente atuantes no meio técnico, firmaram, e confirmam a cada dia, uma parceria profícua e complementar visto que, cada um busca contribuir com suas visões sobre os materiais e a pavimentação asfáltica, embasados em seus muitos anos como professores, pesquisadores e consultores.

Agradecemos à Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) e à Empresa Transbrasiliana Concessionária de Rodovias S.A. que, através da utilização dos Recursos de Desenvolvimento Tecnológico (RDT), verba destinada à pesquisa e ao desenvolvimento tecnológico, possibilitaram a realização desta segunda edição do livro Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros.

Nesta nova edição, o livro descreve os materiais usados na pavimentação, desde o subleito até o revestimento, suas propriedades, técnicas de construção, avaliação e restauração de pavimentos, trazendo as novidades introduzidas nestes últimos anos para melhoria contínua das estruturas dos pavimentos. Os conceitos são claramente expostos, ressaltam-se as interações entre as características dos materiais das camadas e, por tratar de todas as fases do processo de seleção de materiais

e suas aplicações, permite que tanto os jovens estudantes como os profissionais que já atuam na área, possam obter informações relevantes para a compreensão da dinâmica da estrutura do pavimento sujeito às cargas dos veículos e ao clima.

Apreciamos de forma viva a contribuição que esta publicação tem feito, e esperamos que continue a fazer, para o sucesso da pavimentação das rodovias, aeroportos e vias urbanas, espalhadas por todo o território nacional, contribuindo efetivamente para que o transporte de passageiros e de cargas se torne cada vez mais durável, seguro e confortável para todos os usuários dos numerosos caminhos deste país gigante e rodoviário.



# SUMÁRIO

<b>Apresentação</b>	<b>3</b>
<b>Prefácio</b>	<b>9</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>11</b>
1.1 PAVIMENTO DO PONTO DE VISTA ESTRUTURAL E FUNCIONAL	11
1.2 UM BREVE HISTÓRICO DA PAVIMENTAÇÃO	13
1.3 SITUAÇÃO DA PAVIMENTAÇÃO NO BRASIL	23
1.4 BREVE RESUMO DO AVANÇO DO CONHECIMENTO NA ÁREA RODOVIÁRIA E NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS NO BRASIL	26
1.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	30
<b>2 Ligantes asfálticos</b>	<b>35</b>
2.1 INTRODUÇÃO	35
2.2 ASFALTOS	36
2.3 LIGANTE ASFÁLTICO, CIMENTO ASFÁLTICO (CAP) OU LIGANTE BETUMINOSO	38
2.4 ASFALTO MODIFICADO POR POLÍMERO	94
2.5 ASFALTO-BORRACHA	112
2.6 ASFALTO – TLA	118
2.7 ASFALTOS MODIFICADOS POR ADITIVOS ESPECIAIS	122
2.8 EMULSÃO ASFÁLTICA	138
2.9 ASFALTO DILUÍDO	151
2.10 ASFALTO ESPUMA	152
2.11 O PROGRAMA SHRP E AS ESPECIFICAÇÕES DOS LIGANTES POR DESEMPENHO SUPERPAVE	154
2.12 SMS E SUSTENTABILIDADE	178

<b>3</b>	<b>Agregados</b>	<b>217</b>
3.1	INTRODUÇÃO	217
3.2	CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS	218
3.3	PRODUÇÃO DE AGREGADOS BRITADOS	227
3.4	CARACTERÍSTICAS TECNOLÓGICAS IMPORTANTES DOS AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA	231
3.5	CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS SEGUNDO O SHRP	256
3.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	260
<b>4</b>	<b>TIPOS DE CAMADAS ASFÁLTICAS</b>	<b>267</b>
4.1	INTRODUÇÃO	267
4.2	MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE E MORNAS	269
4.3	<b>SAMI – STRESS ABSORBING MEMBRANE INTERLAYER</b>	<b>296</b>
4.4	MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A FRIO	297
4.5	MISTURAS USINADAS <i>IN SITU</i> EM USINAS MÓVEIS E APLICADORAS ESPECIAIS	300
4.6	MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS	305
4.7	TRATAMENTOS SUPERFICIAIS	308
4.8	SELEÇÃO DE CAMADAS ASFÁLTICAS PARA AS OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO	316
<b>5</b>	<b>Dosagem de diferentes tipos de misturas asfálticas</b>	<b>335</b>
5.1	INTRODUÇÃO	335
5.2	DEFINIÇÕES DE MASSAS ESPECÍFICAS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS	337
5.3	MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE	345
5.4	DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS A FRIO	392
5.5	MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A QUENTE E MORNAS	395
5.6	MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A FRIO	408
5.7	TRATAMENTO SUPERFICIAL	411
5.8	MICRORREVESTIMENTO ASFÁLTICO E LAMA ASFÁLTICA	423



<b>6</b>	<b>Propriedades mecânicas das misturas asfálticas</b>	<b>453</b>
6.1	INTRODUÇÃO	453
6.2	ENSAIOS DE RUPTURA COM CARREGAMENTO MONOTÔNICO (RT)	455
6.3	RIGIDEZ	468
6.4	ENSAIOS DE RUPTURA – VIDA DE FADIGA POR CARREGAMENTO CÍCLICO	482
6.5	ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	503
<b>7</b>	<b>Materiais das camadas de base, sub-base e reforço do subleito dos pavimentos asfálticos</b>	<b>535</b>
7.1	INTRODUÇÃO	535
7.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO	537
7.3	MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO	554
<b>8</b>	<b>Técnicas executivas de camadas asfálticas</b>	<b>583</b>
8.1	INTRODUÇÃO	583
8.2	USINAS ASFÁLTICAS PARA PRODUÇÃO DE MISTURAS PARA REVESTIMENTOS	583
8.3	USINAS PARA PRODUÇÃO DE MISTURAS RECICLADAS	596
8.4	TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS PARA REVESTIMENTOS	599
8.5	TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE MISTURAS RECICLADAS	604
8.6	COMPACTAÇÃO DE CAMADAS DE REVESTIMENTO	604
8.7	COMPACTAÇÃO DE CAMADAS DE BASE RECICLADA	610
8.8	EXECUÇÃO DE CAMADAS DE BASE RECICLADA <i>IN SITU</i>	<b>612</b>
8.9	EXECUÇÃO DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS POR PENETRAÇÃO	617
8.10	EXECUÇÃO DE LAMAS E MICRORREVESTIMENTOS ASFÁLTICOS	622
8.11	CONSIDERAÇÕES FINAIS	626

<b>9</b>	<b>Diagnóstico de defeitos, avaliação funcional e de aderência</b>	<b>629</b>
9.1	INTRODUÇÃO	629
9.2	SERVENTIA	630
9.3	IRREGULARIDADE LONGITUDINAL	635
9.4	DEFEITOS DE SUPERFÍCIE	651
9.5	AVALIAÇÃO OBJETIVA DE SUPERFÍCIE	660
9.6	NOVAS FORMAS DE AVALIAÇÃO OBJETIVA DOS DEFEITOS DE SUPERFÍCIE	665
9.7	AVALIAÇÃO DE ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS	667
9.8	ASPECTOS DE AVALIAÇÃO FUNCIONAL EM PAVIMENTOS DE AEROPORTOS	678
9.9	AVALIAÇÃO DE RUÍDO PROVOCADO PELO TRÁFEGO	680
<b>10</b>	<b>Avaliação estrutural de pavimentos asfálticos</b>	<b>703</b>
10.1	INTRODUÇÃO	703
10.2	MÉTODOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL	705
10.3	EQUIPAMENTOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL NÃO DESTRUTIVA	709
10.4	NOÇÕES DE RETROANÁLISE	722
10.5	SIMULADORES DE TRÁFEGO	731
10.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	734
<b>11</b>	<b>Técnicas de restauração asfáltica</b>	<b>741</b>
11.1	INTRODUÇÃO	741
11.2	TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS FUNCIONAIS	744
11.3	TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS ESTRUTURAIIS	746
11.4	CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRINCAMENTO POR REFLEXÃO	750

## PREFÁCIO

Desde a sua primeira versão em 2007, este livro foi pensado de modo a apoiar o ensino de graduação de Engenharia, especificamente para disciplinas de infraestrutura de transportes. Ao longo dos anos, o retorno da comunidade de pavimentação sobre o conteúdo foi bastante positivo e evidenciou-se a utilidade deste tipo de material também para engenheiros, técnicos e pós-graduandos da área.

Fizemos à época uma analogia da elaboração de um livro como este à construção de uma estrada, influenciada por vias preexistentes e abrindo-se para muitos caminhos possíveis. Desde então, novos caminhos surgiram pelo avanço da área em ciência, em tecnologia e em inovação, na compreensão dos materiais, nas técnicas de projeto e de execução, e até nos propósitos ampliados dos pavimentos (e.g. geração de energia, captura de CO<sub>2</sub>, etc.). Com o intuito de alinhar o escopo anterior com o conhecimento disponível e aplicado hoje, traz-se a presente versão atualizada. Diversos novos métodos e ensaios foram incorporados, com centenas de referências bibliográficas adicionais.

Como em um projeto de manutenção viária, decisões foram tomadas com vistas à delimitação do que deveria ser alterado ou mesmo descartado. Nesta espécie de reciclagem, na qual se aproveita parte dos materiais sem comprometer o sistema, foram priorizados melhoramentos nas camadas do livro referentes aos ligantes asfálticos e aos tipos e propriedades das misturas asfálticas, técnicas executivas e de avaliação de desempenho. Além da relevância destes assuntos para a pavimentação, os mesmos passaram por transformações tão significativas nos últimos 15 anos, que as atualizações são entendidas como essenciais para proporcionar a devida estrutura de conhecimento.

Os autores reconhecem a limitação do escopo, mesmo frente à presente atualização, e recomendam que os leitores busquem bibliografia complementar em temas tão diversos quanto dimensionamento de pavimentos, mecânica dos pavimentos, química e reologia de materiais, geotecnia, projeto de tráfego e drenagem, técnicas de controle tecnológico, gerência de pavimentos etc.

Assim como na primeira versão, contamos para esta revisão com a contribuição de colegas e alunos, os quais gostaríamos de reconhecer por seus valiosos comentários e sugestões. Nossos agradecimentos especiais a Leni Figueiredo Mathias Leite e Luis Alberto do Nascimento; também a Suelly Barroso; Sandra Soares; Jorge Lucas Junior; Jardel de Oliveira; Juceline Bastos; Aline Fialho; Alessandra Oliveira; Beatriz Gouveia; Kamilla Vasconcelos; Clóvis Gonzatti; Armando Morilha Júnior; Ana Karoliny Bezerra; Lucas Sasaki. Note-se ainda o uso de textos anteriormente escritos

pelos autores em coautoria com seus vários colaboradores, sendo estes devidamente referenciados.

Os autores agradecem a Danilo Martinelli Pitta pela atuação junto à concessionária para a viabilização do projeto RDT junto à ANTT e pelo apoio durante a execução deste projeto que viabilizou a revisão do livro.

A experiência de revisitar este livro, novamente a oito mãos, agora mais experientes, foi deveras gratificante. Isso só foi possível num período tão agudo como o da pandemia graças à harmonia entre os quatro autores. Competências e disponibilidades de tempo foram devidamente dosadas e, se fizeram falta os encontros presenciais, houve uma adaptação aos encontros virtuais que possibilitaram viagens instantâneas do Rio Grande do Sul ao Ceará, passando pelo Rio de Janeiro e por São Paulo.

Como previsto desde que foi lançado este projeto, qual uma estrada, a obra estava sujeita a falhas. O olhar atento dos pares ajudou na manutenção ora entregue. O avanço do conhecimento na área de pavimentação prosseguirá e, portanto, alguns trechos da obra merecerão novos reparos, reciclagens, inserções inovadoras. Certamente novos trechos surgirão na infundável estrada que é o conhecimento. Boa viagem. De novo.

Os autores

## 1.1 PAVIMENTO DO PONTO DE VISTA ESTRUTURAL E FUNCIONAL

Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

Os pavimentos são projetados para que cada camada tenha uma certa espessura e rigidez e que o sistema de camadas responda com uma rigidez conjunta adequada às condições climáticas e geométricas do local e ao tráfego, durante sua vida de projeto. O pavimento viário classifica-se tradicionalmente em dois tipos básicos: *rígidos* e *flexíveis*. Mais recentemente há uma tendência de usar-se a nomenclatura pavimentos de concreto de cimento Portland (ou simplesmente concreto-cimento) e pavimentos asfálticos, respectivamente, para indicar o tipo de revestimento do pavimento. Os pavimentos asfálticos englobam (i) os pavimentos flexíveis, cujas camadas abaixo do revestimento asfáltico são constituídas por materiais granulares, solos, solo-agregados, entre outros; e (ii) os pavimentos semirrígidos, onde abaixo do revestimento asfáltico, a base ou sub-base são constituídas por materiais cimentados ou aglutinados por ligante hidráulico, e que resistem aos esforços de tração.

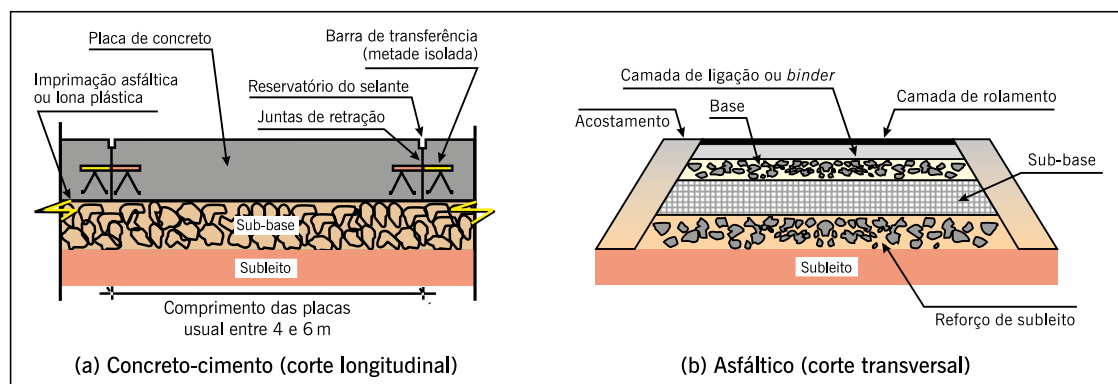
Os pavimentos de concreto-cimento são aqueles em que o revestimento é uma placa de concreto de cimento Portland. Nesses pavimentos, a espessura é fixada em função da resistência à flexão das placas de concreto e das resistências das camadas subjacentes. As placas de concreto podem ser armadas ou não com barras de aço, figura 1.1(a). É usual designar-se a subcamada desse pavimento como sub-base, uma vez que a qualidade do material dessa camada equivale à sub-base de pavimentos asfálticos.

Os pavimentos asfálticos são aqueles em que o revestimento é composto por uma mistura constituída basicamente de agregados, filer e ligantes asfálticos. É formado por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito. O revestimento asfáltico pode ser composto por camada de rolamento – em contato direto com as rodas dos veículos e por camadas intermediárias ou de ligação, por vezes denominadas de *binder*, embora essa designação possa levar a uma certa confusão, uma vez que esse termo é utilizado na língua inglesa para designar o ligante asfáltico. Dependendo do tráfego e dos materiais disponíveis, pode-se ter ausência de algumas camadas. As camadas da estrutura são assentes sobre o subleito, ou seja, a plataforma da estrada terminada após a conclusão dos cortes e aterros, figura 1.1(b). O subleito em aterro deve ter sua compactação controlada e atingir um dado grau de compactação mínimo especificado em projeto; o subleito em corte também deve ser compactado em sua última camada superficial, ao menos com 200 mm de espessura. Essa camada superficial do subleito é designada por regularização do subleito de modo a dar o adequado suporte para a construção da estrutura do pavimento.

O revestimento asfáltico é a camada superior destinada a resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas inferiores, impermeabilizar o pavimento, além de melhorar as condições de rolamento (conforto e segurança). Os diversos materiais que

podem constituir esse revestimento são objeto deste livro. As tensões e deformações na camada asfáltica pela ação das cargas do tráfego são responsáveis pelo surgimento de danos nesta camada. Entre eles tem-se como os mais importantes de serem estudados para benefício de maior durabilidade dos pavimentos, o trincamento por fadiga e os afundamentos por deformação permanente. A camada asfáltica ainda pode apresentar trincamento por envelhecimento do ligante asfáltico, processo executivo inadequado, tensões cisalhantes como tem-se no processo de reflexão de trincas de camadas subjacentes, ação climática etc. Nos pavimentos asfálticos, as camadas de base, sub-base e reforço do subleito também são de importância estrutural.

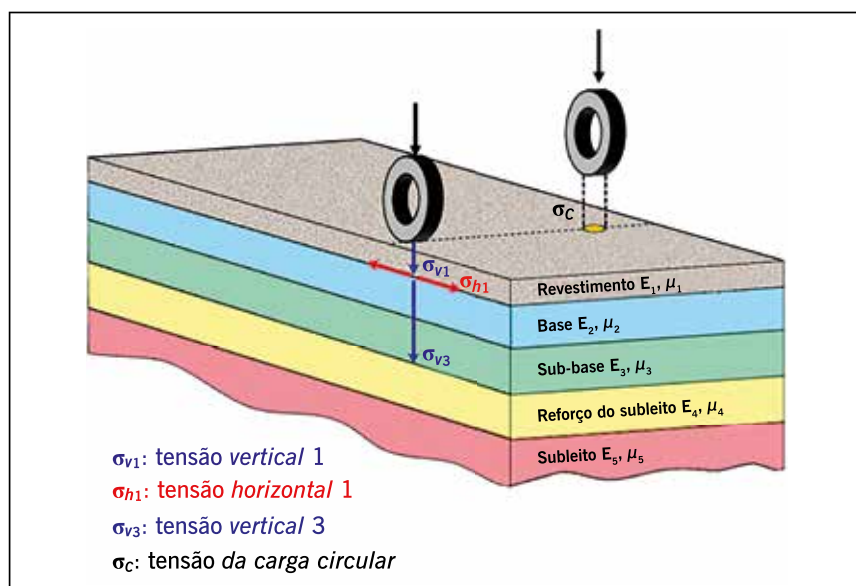
**Figura 1.1 – Estruturas de pavimentos**



Fonte: Elaborada pelos autores.

Parte de problemas relacionados à deformação permanente e outros defeitos pode ser atribuída ao revestimento asfáltico. Nos pavimentos asfálticos, as camadas de base, sub-base e reforço do subleito são de grande importância estrutural. Limitar as tensões e as deformações na estrutura do pavimento (figura 1.2), por meio da combinação de materiais e espessuras das camadas constituintes, é o objetivo da mecânica dos pavimentos (MEDINA; MOTTA, 2015).

**Figura 1.2 – Ilustração do sistema de camadas de um pavimento asfáltico flexível e tensões solicitantes**



Fonte: Elaborada pelos autores.

Os revestimentos asfálticos são constituídos por associação de agregados, fíler e de materiais asfálticos, podendo ser de duas maneiras principais, por penetração ou por mistura. Por penetração refere-se aos executados por meio de uma ou mais aplicações de material asfáltico e de idêntico número de operações de espalhamento e compressão de camadas de agregados com granulometrias apropriadas. No revestimento por mistura, o agregado é pré-envolvido com o material asfáltico, antes da distribuição e compactação em campo. São produzidos em usinas específicas, que podem ser fixas ou móveis. Neste último tipo a produção é realizada no local de execução da camada, imediatamente antes do início do serviço. Os diferentes tipos de revestimento serão abordados em maior detalhe no capítulo 4.

## 1.2 UM BREVE HISTÓRICO DA PAVIMENTAÇÃO

Embora este livro apresente fundamentalmente aspectos técnicos relativos a pavimentos asfálticos, o seu caráter didático levou os autores a abordarem, mesmo que de forma resumida, um histórico da pavimentação. A literatura é vasta no assunto, frequentemente objeto de trabalho de profissionais dedicados à historiografia desse tipo de construção. De forma alguma é intenção apresentar aqui um texto de referência, mas apenas uma coletânea de informações selecionadas a partir de trabalhos nacionais e internacionais específicos no assunto e recomendados ao leitor mais interessado.

No Brasil, Bittencourt (1958) apresenta um memorável apanhado dessa história desde os primeiros povos organizados até o início do século XX. Destaca-se também o esforço de Prego (2001) de concluir a ação iniciada em 1994 pela Associação Brasileira de Pavimentação, por meio de sua Comissão para Elaborar a Memória da Pavimentação, que nomeou inicialmente o engenheiro Murillo Lopes de Souza para escrever sobre o tema.

Percorrer a história da pavimentação nos remete à própria história da humanidade, passando pelo povoamento dos continentes, conquistas territoriais, intercâmbio comercial, cultural e religioso, urbanização e desenvolvimento. Como os pavimentos, a história também é construída em camadas e, frequentemente, as estradas formam um caminho para examinar o passado, daí serem uma das primeiras buscas dos arqueólogos nas explorações de civilizações antigas.

Harari (2015) trouxe luz a um público maior sobre a evolução do *Homo sapiens* que, há 70 mil anos, saiu da África Oriental para dominar o planeta. Entre 70 e 30 mil anos atrás, nossa espécie criou de agulhas para costurar roupas a lâmpadas a óleo, de barcos a armas. Há evidências de aldeias de pescadores de 45 mil anos atrás. Nesse período, que constitui a chamada Revolução Cognitiva, surgiu também a religião, o comércio e a organização social, mas não ainda as estradas. A capacidade crescente de transmitir informações cada vez mais complexas levou a uma maior cooperação entre um número cada vez maior de estranhos, desembocando em inovações, não tão distante do que se observa modernamente na rede necessária para a produção, difusão e uso de novos conhecimentos.

O período que vai de 30 mil anos a cerca de 10 mil anos atrás, quando se inicia a chamada Revolução Agrícola, é habitado pelos nossos ancestrais designados caçadores coletores. Eram nômades, mudando-se sistematicamente e carregando o que possuíam, sem ainda qualquer tipo de transporte ou animais de carga. Acredita-se que nessa época havia entre 5 a 8 milhões de indivíduos distribuídos em milhares de tribos, que viviam em bandos de dezenas, ou no máximo centenas de integrantes, cada bando com diferentes idiomas e culturas. Até esse momento pré-agrícola, há registro de cães domesticados pelo *Sapiens*, mas não de estradas. O deslocamento objetivava a busca de alimentos e a exploração de novas terras.

O modo de vida humano foi enfim transformado radicalmente há 10 mil anos, com a chamada Revolução Agrícola, que traz este nome por ser caracterizada pela manipulação de plantas, associada ao capinar e arar, envolvendo a domesticação de animais. Trouxe consigo a explosão populacional, um sucesso evolutivo que destoou, porém, dos benefícios individuais. Mas isso não é objeto deste livro que pretende apenas tocar sobre como a evolução de uma tecnologia como a infraestrutura viária, mesmo nos seus primórdios, se relaciona com a evolução da sociedade. Se em 8.500 a.C. os assentamentos eram vilarejos com poucas centenas de indivíduos, seguindo a descoberta da roda há cerca de 7 mil anos, algumas cidades passaram a ter entre 5 e 10 mil habitantes. As cargas mais pesadas comercializadas mostraram as limitações dos caminhos que ficavam intransitáveis, sobretudo em épocas de chuva.

A primeira estrada pavimentada com pedras é enfim datada apenas de aproximadamente 4 mil anos a.C., na Índia e na Mesopotâmia (ABRAMS, 2013), quase que concomitante com um sistema de processamento de informações que crescia com o número de habitantes nas cidades mais prósperas, a escrita, que surgia entre 3.500 e 3.000 a.C.

Para fazer as pirâmides no Egito (2.600-2.400 a.C.), foram construídas vias com lajões justapostos em base com boa capacidade de suporte. O atrito era amenizado com umedecimento constante por meio de água, óleo ou musgo molhado (SAUNIER, 1936). Alguns exemplos de estradas de destaque da antiguidade são descritos a seguir.

Na região geográfica histórica do Oriente Médio, nos anos 600 a.C., a Estrada de Semíramis cruzava o rio Tigre e margeava o Eufrates, entre as cidades da Babilônia (região da Mesopotâmia – em grego, região entre rios – que abrangia na antiguidade aproximadamente o que é hoje o território do Iraque) e Ecbatana (reino da Média, no planalto iraniano). Na Ásia Menor, ligando Iônia (Éfeso) do Império Grego ao centro do Império Persa, Susa (no Irã de hoje), há registro da chamada Estrada Real (anos 500 a.C.), que era servida de postos de correio, pousadas e até pedágio, tendo mais de 2.000 km de extensão. À época de Alexandre, o Grande (anos 300 a.C.), havia a estrada de Susa até Persépolis (aproximadamente a 600 km ao sul do que é hoje Teerã, capital do Irã), passando por um posto de pedágio, as Portas Persas, possibilitando o tráfego de veículos com rodas desde o nível do mar até 1.800 m de altitude.

Bittencourt (1958) registra diversas referências históricas de estradas construídas na antiguidade e que atendiam à Assíria (reino também na Mesopotâmia) e à Babilônia, bem como velhos caminhos da Índia e da China, mesmo aqueles considerados apenas itinerários, e identificados a partir de estudos arqueológicos, históricos, agrícolas e linguísticos. Entre esses caminhos, merece destaque a chamada Estrada da Seda, uma das rotas de comércio mais antigas e historicamente importantes devido a sua grande influência nas culturas da China, Índia, Ásia e, também, do Ocidente. Sua localização é na região que separa a China da Europa e da Ásia, nas proximidades de um dos mais hostis ambientes do planeta, o deserto de Taklimakan, cercado ao norte pelo deserto de Gobi e nos outros três extremos pelas maiores cadeias de montanha do mundo, Himalaia, Karakorum e Kunlun. A Estrada da Seda não existia apenas com o propósito do comércio da seda, mas de diversas outras mercadorias como ouro, marfim, animais e plantas exóticas. Wild (1992) aponta que o bem mais significativo carregado nessa rota não era a seda, mas a religião, o budismo. O apogeu da estrada foi na dinastia Tang (anos 600 d.C.) e, após um período de declínio, voltou a se tornar importante com o surgimento do Império Mongol sob a liderança de Gengis Khan (anos 1200 d.C.), por ser o caminho de comunicação entre as diversas partes do império. Um dos visitantes mais conhecidos e com melhor documentação na história da estrada foi Marco Polo, negociante veneziano, que iniciou suas viagens com apenas 17 anos em 1271 (BOHONG, 1989). O declínio da estrada se deu ainda no século



XIII com o crescimento do transporte marítimo na região. O interesse na rota ressurgiu no final do século XIX após expedições arqueológicas europeias.

Muitas das estradas da antiguidade, como a de Semíramis, transformaram-se na modernidade em estradas asfaltadas. Embora seja reconhecida a existência remota de sistemas de estradas em diversas partes do globo, construídas para fins religiosos (peregrinações) e comerciais, foi atribuída aos romanos a arte maior do planejamento e da construção viária. Visando, entre outros, objetivos militares de manutenção da ordem no vasto território do império, que se iniciou com Otaviano Augusto no ano 27 a.C., deslocando tropas de centros estratégicos para as localidades mais longínquas, os romanos foram capazes de implantar um sistema robusto construído com elevado nível de critério técnico. Vale notar que o sistema viário romano já existia anteriormente à instalação do império, embora tenha experimentado grande desenvolvimento a partir de então. Portanto, há mais de 2.000 anos os romanos já possuíam uma boa malha viária, contando ainda com um sistema de planejamento e manutenção. A mais extensa das estradas contínuas corria da Muralha de Antonino, na Escócia, a Jerusalém, cobrindo aproximadamente 5.000 km (HAGEN, 1955).

Chevallier (1976) aponta que não havia uma construção padrão para as estradas romanas, embora características comuns sejam encontradas. As informações hoje disponíveis advêm fundamentalmente das vias remanescentes. De documentos antigos do século I, sabe-se que as vias eram classificadas de acordo com a sua importância, sendo as mais importantes as vias públicas do Estado (*viae publicae*), seguidas das vias construídas pelo exército (*viae militare*), que eventualmente se tornavam públicas; das vias locais ou *actus*, e finalmente das vias privadas ou *privatae* (ADAM, 1994). Semelhantemente aos dias de hoje, as vias eram compostas por uma fundação e uma camada de superfície, que variavam de acordo com os materiais disponíveis e a qualidade do terreno natural.

No que diz respeito à geometria, as vias romanas eram traçadas geralmente em linhas retas. Embora fosse comum que seguissem o curso de um riacho ou rio, as vias não possuíam o traçado suave como é usual nos dias de hoje, sendo compostas por pequenos trechos retos que mudavam de direção com a forma do terreno (MARGARY, 1973). Destaque-se que à época os veículos possuíam eixos fixos, sendo, portanto, as curvas incômodas para as manobras.

Havia uma grande preocupação com aterros e drenagem. Em geral a fundação era formada por pedras grandes dispostas em linha de modo a proporcionar uma boa plataforma e ainda possibilitar a drenagem. A camada intermediária era então colocada sobre a fundação sólida. De acordo com Margary (1973), é comum encontrar-se areia nessa camada intermediária, misturada ou não com pedregulho ou argila, a fim de adicionar resiliência ao pavimento. A última camada de superfície varia bastante; entretanto a maioria possui pedras nas bordas formando uma espécie de meio-fio (ADAM, 1994). É comum o uso de pedregulhos, sílex e outras pedras quebradas (MARGARY, 1973). A grande variabilidade das estradas romanas se deve exatamente à disponibilidade ou não desses materiais.

A partir do século II, placas de pedras maiores começaram a ser mais usadas, em especial nas cidades principais (ADAM, 1994). Nas localidades nas quais se trabalhava o ferro, o resíduo da produção era usado na superfície das estradas servindo de material ligante das pedras e agregados, formando assim uma espécie de placa. Chevallier (1976) aponta que embora atualmente se observem superfícies de estradas romanas antigas recobertas com pedras não conectadas, é provável que o tempo e o tráfego tenham retirado o material ligante. Investigações indicam que a espessura da camada de superfície variava de 5 a 7,5 cm nos casos mais delgados, até situações em que se constata uma espessura variável, de 60 cm no centro da

via a poucos centímetros nas bordas. Espessuras maiores são encontradas próximas a pontes, sendo atribuídas ao preenchimento necessário para nivelar a estrada (MARGARY, 1973). Há vários casos de sucessivas camadas de recapeamento levando o pavimento a atingir cerca de 1 a 1,5 m de espessura (CHEVALLIER, 1976). A superfície possui ainda grande declividade a partir do centro, chegando a valores de caimento de 30 cm para 4,5 m de largura, ou seja, uma declividade superior a 6%.

Das vias romanas, a mais conhecida de todas, a Via Ápia (figura 1.3a), foi a primeira a ser nomeada em homenagem ao seu construtor, Appius Claudius, que a criou em 312 a.C., durante a segunda Guerra Samnita. O objetivo era ligar Roma a Cápua (195 km), permitindo ao exército romano chegar rapidamente, durante o período não invernos, às áreas de Campania e Samnium, retornando a Roma no inverno. A via atravessa os pântanos de Pontino por meio de um aterro de 28 km construído sobre estrado de pranchas de madeira. Após o sucesso da Via Ápia, foi realizada uma série de outros projetos viários. A figura 1.3(b) traz uma foto nos dias atuais da Via Ostiense que ligava Óstia a Roma; a figura 1.3(c) mostra uma via urbana em Pompeia, no sul da Itália, onde entrou em erupção o vulcão Vesúvio em 79 d.C. Observa-se nessa foto que as vias eram pavimentadas com pedras devidamente intervaladas para permitir a circulação dos veículos rodantes; as calçadas para pedestres utilizavam a mesma técnica. Por fim, a figura 1.3(d) mostra uma foto de uma via na cidade de Nantes.

A partir da queda do Império Romano em 476 d.C., e durante os séculos seguintes, as novas nações europeias fundadas perderam de vista a construção e a conservação das estradas. A França foi a primeira, desde os romanos, a reconhecer o efeito do transporte no comércio, dando importância à velocidade de viagem (MASCARENHAS NETO, 1790). Carlos Magno, no final dos anos 700 e início dos anos 800, modernizou a França, semelhantemente aos romanos, em diversas frentes: educacional, cultural e, também, no que diz respeito ao progresso do comércio por meio de boas estradas (BELY, 2001). Mascarenhas Neto (1790) aponta os séculos X a XII como de pouco cuidado com os Caminhos Reais da França, sendo esse descuido uma das causas da decadência do comércio e das comodidades da Europa civilizada. O mesmo autor aponta uma mudança significativa no reinado de Felipe Augusto (1180-1223), a partir do qual a França passa a ter novamente a preocupação de construir novas estradas e conservá-las. O autor indica a legislação francesa pertinente ao longo dos anos até a data de sua obra, 1790. Aponta ainda que os ingleses, observando a forma como eram calçados os caminhos da França, conseguiram então construir as vias mais cômodas, duráveis e velozes da Europa, o que foi importante para o progresso da indústria e comércio do país.

Figura 1.3 – Vias romanas



Fonte: Elaborada pelos autores.

A partir da experiência praticada na Inglaterra, Escócia e França, e de sua própria experiência nas províncias de Portugal, Mascarenhas Neto (1790) apresenta um *Tratado para construção de estradas*, uma preciosa referência para o meio rodoviário. Destaca o autor a facilidade de se encontrar em todas as províncias do reino de então, na superfície ou em minas, o saibro, o tufo, terras calcárias e arenosas, podendo, assim, construir em Portugal estradas com menos despesas do que na Inglaterra e na França.

Já à época havia uma grande preocupação com diversos aspectos hoje sabidamente importantes de se considerar para uma boa pavimentação (trechos extraídos de MASCARENHAS NETO, 1790):

- *drenagem e abaulamento*: “o convexo da superfície da estrada é necessário para que as águas, que chovem sobre ela, escorram mais facilmente para os fossos, por ser esta expedição mais conveniente à solidez da estrada”;
- *erosão*: “quando o sítio não contém pedra, ou que ela não se consegue sem longo carroto, pode suprir-se formando os lados da estrada com um marachão (dique) de terra

de grossura de quatro pés, na superfície do lado externo, formando uma escarpa; se devem semear as gramas ou outras quaisquer ervas, das que enlaçam as raízes”;

- *distância de transporte*: “o carroto de terras, que faz a sua maior mão de obra”;
- *compactação*: “é preciso calcar artificialmente as matérias da composição da estrada, por meio de rolos de ferro”;
- *sobrecarga*: “devia ser proibido, que em nenhuma carroça de duas rodas se pudessem empregar mais de dois bois, ou de duas bestas, e desta forma se taxava a excessiva carga; liberdade para o número de forças vivas, empregadas nos carros de quatro rodas, [...] peso então se reparte, e causa menos ruína”;
- *marcação*: “todas as léguas devem estar assinaladas por meio de marcos de pedra”.

O autor discorre ainda sobre temas como a importância de se ter na estrada em construção uma casa móvel com ferramentas, máquinas e mantimentos, e até sobre a disciplina de trabalho e a presença de um administrador (fiscal). É dedicado um capítulo específico à conservação das estradas no qual se coloca entre as obrigações “vigiar qualquer pequeno estrago, que ou pelas chuvas, ou pelo trilho dos transportes, principia a formar-se no corpo da estrada, nos caixilhos, nos fossos e nos aquedutos”. Finalmente o autor discorre sobre os fundos específicos para construção e administração das estradas, reconhecendo a importância do pedágio em alguns casos: “A contribuição de barreira é evidentemente o melhor meio para a construção das estradas, e como tal se tem estabelecido legitimamente na Inglaterra”; mas não em todos, “pela pouca povoação, ou pela pouca afluência de viajantes nacionais, e estrangeiros, a maior parte das estradas de Portugal não são suscetíveis de semelhante meio”.

Na América Latina, merecem destaque as estradas construídas pelos incas, habitantes da região hoje ocupada pelo Equador, Peru, norte do Chile, oeste da Bolívia e noroeste da Argentina. O alemão Alexander Von Humboldt, combinação de cientista e viajante que durante os anos de 1799 e 1804 realizou expedições científicas por várias partes da América do Sul, qualifica as estradas dos incas como “os mais úteis e estupendos trabalhos realizados pelo homem”. O império incaico se inicia em 1438, sendo invadido por Francisco Pizarro em 1532, quando cai sob o domínio espanhol. A avançada civilização inca construiu um sistema de estradas que abrangia terras hoje da Colômbia até o Chile e a Argentina, cobrindo a região árida do litoral, florestas, até grandes altitudes na cordilheira dos Andes. Havia duas estradas principais correndo no sentido longitudinal: uma serrana com cerca de 4.350 km e outra costeira com cerca de 3.900 km. Interligando-as havia um elaborado sistema de vias transversais, sendo o total da rede viária estimado em pelo menos 17.000 km, embora se encontrem textos apontando números de até 40.000 km. A largura das estradas varia de 1,0 m nos caminhos para pedestres e lhamas a 16,0 m nas estradas militares. Foram construídas sempre acima do nível dos rios fugindo do alcance de inundações. Hagen (1955) apresenta o resultado primoroso de sua excursão de 2 anos pela Estrada Real que percorre o Império Inca.

No Brasil, além dos trabalhos já mencionados de Bittencourt (1958) e Prego (2001), outras publicações tratam da história de estradas, só que de forma específica, como Ribas (2003) e Concer (1997). Um resumo histórico de importantes estradas no país pode ser encontrado em *História das rodovias* (2004). Partindo dessas diversas referências, faz-se aqui uma cronologia de vias emblemáticas de modo a tentar ilustrar a história da pavimentação no país.

Uma das primeiras estradas reportadas tem início em 1560, à época do terceiro governador-geral do Brasil, Mem de Sá. Trata-se do caminho aberto para ligar São Vicente ao Planalto

Piratininga. Em 1661, o governo da Capitania de São Vicente recuperou esse caminho, construindo o que foi denominada Estrada do Mar (ou Caminho do Mar), permitindo assim o tráfego de veículos. Hoje a estrada também é conhecida como Estrada Velha do Mar (figura 1.4). Em 1789, a estrada foi recuperada, sendo a pavimentação no trecho da serra feita com lajes de granito, a chamada Calçada de Lorena, ainda hoje em parte preservada. A Estrada do Mar emprestou parte do seu traçado para a construção da Estrada da Maioridade, em homenagem à maioria de D. Pedro II, iniciada em 1837 e concluída em 1844. Em 1913, iniciou-se novamente uma recuperação, mas a estrada foi posteriormente abandonada devido à concorrência da linha férrea. Em 1920, foi criada a Sociedade Caminho do Mar, responsável pela reconstrução da estrada e estabelecimento de pedágio e, em 1922, o seu trecho mais íngreme foi pavimentado com concreto. Em 1923, foi abolido o pedágio pelo governo de São Paulo que comprou a Sociedade Caminho do Mar. Era presidente de São Paulo, Washington Luiz, que foi presidente da República de 1926 a 1930, sendo sua a célebre frase “governar é abrir estradas”.

**Figura 1.4** – Estrada do Mar



Fonte: *História das rodovias*, 2004.

A Estrada Real (figura 1.5), designação usada em Minas Gerais, ou Caminho do Ouro (designação usada em Paraty, RJ) tem sua origem atribuída a uma trilha usada pelos índios goianás anteriormente à chegada dos portugueses, daí Trilha Goianá ser também um nome do caminho, entre outros. A estrada possui dois caminhos, o velho, que liga Ouro Preto (MG) a Paraty (RJ), e o mais novo, que segue do Rio de Janeiro a Diamantina (MG), também passando por Ouro Preto. Ribas (2003), em uma rica cronologia comentada, indica que em 1660, Salvador Correia de Sá e Benevides, então governador e administrador-geral das Minas (região que englobava o Rio de Janeiro, São Paulo e Espírito Santo), deu a ordem de “abrir e descobrir” a trilha dos goianás, com a intenção de facilitar a ligação do Rio de Janeiro e São Paulo. Calçado para transportar o ouro das minas no século XVIII, melhorado para transportar o café no século XIX, o caminho foi abandonado e esquecido no século XX. Já no século XXI, o Caminho do Ouro está sendo reestruturado de modo a viabilizar a utilização turística desse importante “caminho” da história do Brasil.

**Figura 1.5** – Resquícios do Caminho do Ouro ou Estrada Real e pavimentação urbana em Paraty, RJ



Fonte: Elaborada pelos autores.

Em 1841, D. Pedro II encarregou o engenheiro alemão Júlio Frederico Koeler de construir um caminho de Porto da Estrela (RJ) a Petrópolis (*História das rodovias*, 2004). Surgiu assim a Estrada Normal da Serra da Estrela, existente até hoje. Em 1854, facilitando o percurso Rio de Janeiro-Petrópolis, a estrada passava a ser usada de forma conjunta com a primeira ferrovia do Brasil, ligando Porto Mauá à Raiz da Serra (RJ), inaugurada graças ao empreendedorismo de Irineu Evangelista de Souza, o barão de Mauá. A viagem até Petrópolis era iniciada por via marítima até Porto Mauá, depois por trem até Raiz da Serra, seguindo por diligência na Estrada Normal da Serra da Estrela.

Concer (1997) apresenta um belo trabalho, a partir do livro do fotógrafo do imperador, o francês Revert Henrique Klumb (KLUMB, 1872), sobre a história da Estrada de Rodagem União e Indústria, ligando Petrópolis (RJ) a Juiz de Fora (MG), sendo a primeira rodovia concessionada do Brasil (figura 1.6). Idealizada pelo comendador Mariano Procópio e inaugurada por D. Pedro II em 1860 é a primeira estrada brasileira a usar macadame como base/revestimento. Até então era usual o calçamento de ruas com pedras importadas de Portugal. Com uma largura de 7 m, leito ensaibrado e compactado, macadame incluindo pedra passando na peneira de 5" de malha quadrada (PREGO, 2001), cuidadosamente drenada, inclusive com valetas de alvenaria, várias obras de arte, esta estrada tinha um traçado que permitia a então impressionante velocidade de 20 km/h das diligências. Muito além do seu percurso de 144 km, a União e Indústria representa um marco na modernização da pavimentação e do país. Sua construção envolveu o levantamento de capital em Londres e no Rio de Janeiro. Da antiga estrada ainda restam pontes e construções, incluindo o Museu Rodoviário, onde se pode aprender mais sobre a história da estrada em questão e do rodoviarismo brasileiro. A estrada original está hoje alterada e absorvida em alguns trechos pela BR-040/RJ.

**Figura 1.6** – Estrada União e Indústria – foto à época de sua construção



Fonte: Concer, 1997.

Durante o Império (1822-1889) foram poucos os desenvolvimentos nos transportes do Brasil, principalmente o transporte rodoviário. No início do século XX, havia no país 500 km de estradas com revestimento de macadame hidráulico ou variações, sendo o tráfego restrito a veículos de tração animal (PREGO, 2001). Em 1896 veio da Europa para o Brasil o primeiro veículo de carga. Em 1903 foram licenciados os primeiros carros particulares e em 1906 foi criado o Ministério da Viação e Obras Públicas. Em 1909 o automóvel Ford modelo T foi lançado nos Estados Unidos por Henry Ford, sendo a Ford Motor Company instalada no Brasil em 1919. Em 1916 foi realizado o I Congresso Nacional de Estradas de Rodagem no Rio de Janeiro.

Em 1928 foi inaugurada pelo presidente Washington Luiz a Rodovia Rio-São Paulo, com 506 km de extensão, representando um marco da nova política rodoviária federal. Em 1949, quando da entrega da pavimentação de mais um trecho da que era conhecida como BR-2, a rodovia passou a se chamar Presidente Dutra. Também em 1928 foi inaugurada pelo presidente a Rio-Petrópolis.

Destaca-se em 1937 a criação, pelo presidente Getúlio Vargas, do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), subordinado ao Ministério de Viação e Obras Públicas. Na década de 1940 observou-se um avanço de pavimentação fruto da tecnologia desenvolvida durante a II Guerra Mundial. Em 1942, houve o contato de engenheiros brasileiros com engenheiros norte-americanos que construíram pistas de aeroportos e estradas de acesso durante a guerra utilizando o então recém-desenvolvido ensaio *California bearing ratio* (CBR). Neste ano o Brasil possuía apenas 1.300 km de rodovias pavimentadas, uma das menores extensões da América Latina.

O grande impulso na construção rodoviária brasileira ocorreu nas décadas de 1940 e 1950, graças à criação do Fundo Rodoviário Nacional (FRN) em 1946, oriundo do imposto sobre combustíveis líquidos. Destaque-se ainda a criação da Petrobras em 1953. O ano de 1950 foi destacado por Prego (2001) como o início da execução de pavimentos em escala industrial e da organização de grandes firmas construtoras. Anteriormente, embora já existisse o Laboratório Central do DNER, não havia ainda procedimentos amplamente aceitos para a aplicação das tecnologias rodoviárias. Isto tanto é verdadeiro que a pavimentação da Presidente Dutra, em 1950, foi feita sem estudo geotécnico, com espessuras constantes de 35 cm, sendo 20 cm de base de macadame hidráulico e 15 cm de um revestimento de macadame betuminoso por

penetração dosado pela regra “a quantidade de ligante é a que o agregado pede”. Em alguns trechos se adotou pavimento de concreto de cimento Portland. Registre-se, contudo, já nesta obra os esforços de alguns engenheiros para implantação de métodos de projeto e controle.

Na década de 1950 foi feito um programa de melhoria das estradas vicinais, incluindo a abertura e melhoramento de estradas no Nordeste como forma de aliviar a precária situação dessa região castigada por secas periódicas. Em 1955 entrou em funcionamento a fábrica de asfalto da Refinaria Presidente Bernardes da Petrobras, com capacidade de 116.000 t/ano. Em 1956, a indústria automobilística foi implantada no país. O governo de Juscelino Kubitschek (1956-1961) impulsionou o rodoviarismo aumentando sobremaneira a área pavimentada do país. Em 1958 e 1959, foram criados, respectivamente, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), no âmbito do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), atuando em colaboração com o DNER, e a Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Brasília foi inaugurada em 1960.

Durante o governo militar (1964-1984), entre os projetos de estradas de destaque estão a Rodovia Transamazônica e a Ponte Rio-Niterói. Em 1985, o Brasil contava com aproximadamente 110.000 km de rodovias pavimentadas, saltando em 1993 para aproximadamente 133.000 km, conforme indica a evolução da rede rodoviária ilustrada na tabela 1.1, que não inclui a rede viária municipal, responsável pela grande malha não pavimentada no país. Números de 2005 apontam 1.400.000 km de rodovias não pavimentadas (federais, estaduais e municipais) e 196.000 km de rodovias pavimentadas, sendo 58.000 km federais, 115.000 km estaduais e 23.000 km municipais. Esse percentual (de cerca de 10% de vias pavimentadas) contrastava com um percentual nos Estados Unidos e na Europa de mais de 50% e de uma média na América do Sul superior a 20%. Números de 2018 mostram que a rede rodoviária federal está hoje em 1.720.700 km, sendo 213.453 km pavimentados (12,4%), 1.349.938 km não pavimentados, e 157.309 km planejados, e as rodovias federais duplicadas somam 6.932 km.

A densidade da malha rodoviária pavimentada por país (valores em km/1.000 km<sup>2</sup>) é de 25,1 no Brasil, enquanto na China é de 452,1, nos EUA 437,8 e Rússia 54,3.

Enquanto a extensão pavimentada cresce pouco, a frota de veículos no Brasil cresceu aproximadamente 81% entre 2009 e 2019 (56,8 para 102,7 milhões). Contudo, atualmente, apenas 26 equipamentos controladores de excesso de peso estão em operação nas rodovias federais sob gestão pública, atuando em 16 estados e no Distrito Federal (CNT, 2019). Isso representa, em média, uma balança para fiscalizar cada 2.514 km pavimentados, o que acaba deteriorando mais os pavimentos considerando a triste realidade do excesso de carga usualmente medido onde se tem as balanças.

Para ilustrar o atraso do país em relação aos investimentos na área de infraestrutura, principalmente na pavimentação, em 2020 o consumo de asfalto por ano nos Estados Unidos foi de 26 milhões de toneladas (EIA, 2021). No Brasil, no mesmo ano, foram consumidos 2,3 milhões de toneladas (ANP, 2021). Levando-se em consideração que os dois países têm áreas semelhantes, de 9,8 e 8,5 milhões de km<sup>2</sup>, respectivamente, fica clara a condição precária de desenvolvimento do país nesse aspecto, considerando inclusive que a proporção de pavimentos asfálticos é dominante no Brasil, sendo pequena a porcentagem de pavimentos de concreto de cimento Portland.



**TABELA 1.1 – EVOLUÇÃO DA REDE RODOVIÁRIA FEDERAL E ESTADUAL (KM)**

Ano	Federal			Estadual		
	Pavimentada	Não pavimentada	Total	Pavimentada	Não pavimentada	Total
1970	24.146	27.394	51.540	24.431	105.040	129.471
1975	40.190	28.774	68.964	20.641	86.320	106.961
1980	39.685	19.480	59.165	41.612	105.756	147.368
1985	46.455	14.410	60.865	63.084	100.903	163.987
1990	50.310	13.417	63.727	78.284	110.769	189.053
1993	51.612	13.783	65.395	81.765	110.773	192.538
2003	57.143	14.049	71.192	84.352	111.410	195.762
2005	58.149	14.651	72.800	98.377	109.963	208.340
2007	61.304	13.636	74.940	106.548	113.451	219.999
2020	65.400	10.400	75.800	119.747*	105.600	225.347

\* Dados relativos a 2015.

Fontes: Ministério dos Transportes e CNT (2019).

O programa de concessões no país iniciou-se em 1996 e essas vêm apresentando qualidade superior quando comparadas às vias não concessionadas, numa clara indicação de que há tecnologia no país para produção de vias duráveis e de grande conforto ao rolamento. Em 2007 a malha concedida nas esferas federais, estaduais e municipais era da ordem de 9.500 km. A extensão da malha rodoviária concedida no país em 2018 era de 22.079 km segundo a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2019).

### 1.3 SITUAÇÃO DA PAVIMENTAÇÃO NO BRASIL

Levantamentos recorrentes da CNT têm apontado a maioria dos pavimentos do Brasil com algum tipo de problema, incluindo trechos concessionados da malha federal. Estima-se ser necessário investimentos de R\$ 38,6 bilhões para a reconstrução e a restauração das rodovias brasileiras (CNT, 2019). Para qualificar o sistema de transportes nacional considerando todos os modais de transportes, seriam necessários investimentos de R\$ 1,7 trilhão (CNT, 2018).

Nas últimas décadas, o investimento em infraestrutura rodoviária se encontra bem aquém das necessidades do país, havendo uma crescente insatisfação do setor produtivo com esse nível de investimento. Observa-se que os bens produzidos no país podem ser mais competitivos na fase de produção, mas perdem competitividade, notadamente, no quesito infraestrutura de transportes, devido a uma matriz modal deficiente, onde as estradas (principal meio de escoamento da produção nacional) encontram-se em estado tal que não são capazes de atender às necessidades de transporte de carga nacionais. Essa realidade nos torna pouco competitivos no mercado exterior e cria uma situação econômica nacional insustentável.

Segundo dados da CNT, aproximadamente 60% do transporte de cargas realizado no Brasil é rodoviário. O modal ferroviário responde por 21%, o aquaviário por 14%, o dutoviário por 5% e o aéreo por menos de 1% (CNT, 2016). O modal de transporte rodoviário encontra-se em

parte em estado deficiente, sendo os investimentos nas rodovias prioritários neste momento, não apenas por ser o modal mais utilizado, mas por exigir menor investimento quando comparado aos demais modais. Destaque-se ainda que pelo modal rodoviário circulam 95% dos passageiros (CNT, 2019).

Dada a sua participação significativa na matriz de transporte brasileira, o modal rodoviário é o que gera maior riqueza entre os segmentos de transporte. Dados da Pesquisa Anual de Serviços (PAS), publicada pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), indicam que as empresas de transporte rodoviário de passageiros e de carga respondem por 55,5% da receita operacional líquida e por 52,6% do Produto Interno Bruto (PIB) do setor (CNT, 2019).

Ainda de acordo com a pesquisa da CNT publicada em 2019, a malha rodoviária brasileira, em boa parte, encontra-se em condições insatisfatórias aos usuários quanto ao desempenho, segurança e economia. No referido estudo foram avaliados cerca de 109 mil km de rodovias, cobrindo os principais trechos de rodovias estaduais pavimentadas e 100% da malha rodoviária federal pavimentada. Aproximadamente 60% das estradas avaliadas apresentam estado geral (análise conjunta das características do pavimento, da sinalização e da geometria da via) classificado como regular, ruim ou péssimo. Este panorama traz impactos negativos para a economia, pois eleva o custo operacional do transporte de carga e de passageiros, além de potencializar o risco de acidentes. Ressalta-se que, dos três quesitos considerados na avaliação, o pior é o aspecto ligado à geometria das vias, que obteve aproximadamente 76% de classificação como regular, ruim ou péssima, seguido dos outros itens com 52% para a pavimentação e 48% para a sinalização (CNT, 2019).

A competitividade da economia brasileira é prejudicada pela falta de investimento em infraestrutura, uma vez que isso acarreta um número crescente de acidentes, desperdício de carga e gasto elevado com manutenção e combustíveis. Pelas estimativas da Associação Nacional dos Usuários de Transporte (Anut), o país perde US\$ 5 bilhões por ano com a precariedade, principalmente das estradas e dos outros segmentos do transporte. Enquanto a Anut calcula em R\$ 24 bilhões anuais os investimentos necessários para ampliar a capacidade do sistema de transportes como um todo para trazer equilíbrio à matriz, o Sindicato Nacional da Indústria da Construção Pesada (Sinicon) estima em R\$ 5 bilhões anuais para o país recuperar e pavimentar as principais estradas do país.

O *Plano CNT de transporte e logística 2018* estimou para a solução dos gargalos físicos da infraestrutura rodoviária e a ampliação da rede viária cerca de R\$ 496 bilhões em ações de adequação, construção, duplicação, pavimentação e recuperação de rodovias. O montante é 67 vezes maior do que o autorizado pelo governo federal para intervenções rodoviárias em 2018 (CNT, 2019a). Em 2018, os investimentos da União na malha rodoviária pública federal, realizados pelo DNIT, alcançaram cerca de R\$ 7,5 bilhões. Descontada a inflação, é um valor quase 10% inferior ao realizado em 2017. Em 2019, houve nova queda, sendo o valor autorizado de cerca de R\$ 6,2 bilhões, o menor dos últimos 13 anos. No primeiro semestre de 2020, os desembolsos da União na malha foram de R\$ 2,5 bilhões. Descontada a inflação, é um valor praticamente 22% menor que o aportado no mesmo período de 2018 (CNT, 2019b).

A análise dos investimentos por tipo de intervenção aponta que, em 2018, os aportes em manutenção de rodovias federais foram de R\$ 4,20 bilhões (56,2% do total), o que é 17% inferior a 2017 (R\$ 5,06 bilhões), descontada a inflação. As obras de adequação resultaram em 28,8% dos recursos do DNIT em 2018, *i.e.*, R\$ 2,15 bilhões, 15,5% superior ao ano anterior. Os gastos com construção de novos trechos foram de R\$ 1,12 bilhão, 16,7% menor que em 2017 e o menor valor desde 2006 (CNT, 2019b).

O quadro de precária infraestrutura rodoviária, bem como dos demais modais de transportes, repercute na capacidade produtiva do país contribuindo para o chamado “custo Brasil”. Melhorias na infraestrutura são viabilizadas por meio de fontes específicas de financiamento. No Brasil, tradicionalmente, o financiamento da infraestrutura rodoviária se deu por meio dos recursos públicos, principalmente originários de impostos vinculados ou de repasses do Tesouro, previstos nos orçamentos anuais dos estados e da União. De 1948 a 1988 os recursos do Fundo Rodoviário Nacional (FRN), oriundos do imposto sobre combustíveis e lubrificantes, permitiram ao governo federal financiar a construção de rodovias pelos estados, provocando uma expansão da malha pavimentada da ordem de 12% anuais no período de 1956-1980. Em 1975 o panorama começou a ser alterado, com transferência gradativa de parcelas para o Fundo Nacional do Desenvolvimento (FND), chegando a 50% em 1979. Em 1982 esse processo foi ampliado, com a transferência de 100% do FRN para o FND. A partir desse ano a administração do setor rodoviário passou a contar apenas com recursos dos orçamentos anuais, insuficientes para atender à infraestrutura, e com financiamentos de bancos de desenvolvimento nacionais e internacionais.

Em 2001 foi criada a Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico (Cide, Lei nº 10.336) como o principal mecanismo para recuperar e ampliar a malha rodoviária. Essa contribuição foi criada com o propósito de financiar o setor de infraestrutura de transportes, o subsídio ao álcool e ao gás, programas de proteção ao meio ambiente e ao transporte urbano. Incide sobre a importação e a comercialização de gasolina, diesel, querosene de aviação e outros querosenes, óleos combustíveis, gás liquefeito de petróleo (GLP), inclusive o derivado de gás natural e de nafta, e álcool etílico combustível.

De acordo com dados de 2007, a arrecadação total desde 2001 já ultrapassava R\$ 43,3 bilhões. Esses números seriam suficientes para recuperação e ampliação das rodovias. Contudo, os recursos da Cide têm tido outras destinações, além da infraestrutura viária. Todavia, a partir de 2012, por meio do Decreto nº 7.764, de 22/6/2012, o governo reduziu a alíquota da Cide para minimizar os impactos das crises econômicas nacionais e internacionais. Isso refletiu de forma decrescente nos recursos recebidos pelos estados, de forma que, em 2013, os repasses para os estados e o Distrito Federal foram irrisórios (ALVES, 2015).

Outras fontes de financiamento potenciais incluem mecanismos tradicionais de médio e longo prazo dos bancos de desenvolvimento, até as sofisticadas opções de investimentos com as parcerias público-privadas ou os chamados Fundos de Investimentos em Direitos Creditórios (FIDCs), conhecidos também no mercado financeiro como fundos de recebíveis.

O então projeto de lei nº 2.546, de 2003, que tratava sobre as parcerias público-privadas (PPP) foi aprovado no Congresso Nacional, transformando-se na Lei Ordinária nº 11.079/2004. Há o caso de Mato Grosso, onde uma iniciativa denominada consórcios rodoviários e agroestradas possibilitou, de 2003 até 2006, a recuperação de mais de 1.200 km da malha rodoviária estadual. Iniciativas semelhantes foram desenvolvidas em outras rodovias no mesmo estado, como é o caso da BR-163.

No que diz respeito aos FIDCs, estima-se hoje no Brasil a existência de dezenas desses fundos, alguns dos considerados mais rentáveis têm patrimônio líquido de aproximadamente R\$ 1,5 bilhão. Eles são administrados por bancos instalados no Brasil que garantem operações com grandes empresas. A criação e a regulamentação dos fundos de recebíveis estão consubstanciadas, respectivamente, na Resolução nº 2.907/01, do Conselho Monetário Nacional, e na Instrução 356/01, da Comissão de Valores Mobiliários.

De acordo com o *Plano CNT de transporte e logística 2018*, são necessários 981 projetos para a infraestrutura rodoviária no Brasil que, conforme mencionado, resultam em um investi-

mento de aproximadamente R\$ 500 bilhões (CNT, 2019). Diante do histórico de investimento público brasileiro no segmento rodoviário, para viabilizar esses recursos será preciso aumentar a participação da iniciativa privada. Para a CNT, é necessária a criação de PPPs patrocinadas com a finalidade de realização das intervenções na malha pública federal de maneira complementar às tradicionais concessões. Dessa forma, a União teria maior disponibilidade de recursos para a expansão da malha federal. A proposta para viabilizar as PPPs é a utilização dos recursos da Cide-combustíveis para financiar a contrapartida do Estado, sem ampliar a carga tributária no país. Para a parcela a ser atribuída ao usuário, tem sido sugerida a cobrança em praças com distância menor que as atuais, de forma que os valores unitários do pedágio sejam menores (CNT, 2019a).

Entre os mecanismos financeiros do setor público, o BNDES detém maior volume dos financiamentos em infraestrutura no Brasil. Isso se deve, principalmente, pela incipiência do mercado de capitais doméstico e, também, pelas baixas tarifas aplicadas pelo banco público, comparadas às praticadas no mercado brasileiro de crédito. Como fatores positivos para o financiamento em infraestrutura estão o aumento dos prazos de financiamento (até 35 anos) e a emissão de debêntures que engloba o benefício da isenção de imposto de renda para os investidores estrangeiros e para pessoas físicas. Por outro lado, investidores institucionais domésticos ainda pagam IR sobre esses ativos, o que desestimula esse tipo de investimento (ABCR, 2018).

Os riscos para os possíveis investidores estrangeiros na infraestrutura nacional podem ser minimizados por meio de mecanismos de proteção cambial. Um exemplo de concessão com proteção cambial é o Rodoanel Norte, pois nesse caso, se o dólar extrapolar uma margem de 5%, poderá haver reajustes na tarifa do usuário ou a redução da outorga devida ao longo da concessão (ABCR, 2018).

Outra recomendação de modelo de financiamento sugerida pela CNT é o *project finance*, que é um modelo de financiamento que utiliza o fluxo de caixa do empreendimento para o pagamento da dívida contratada. Para que seja viável, além de estudos para subsidiar a tomada de decisão dos investidores, é necessário que a empresa concessionária se organize em uma sociedade de propósito específico (SPE). Tal modelo foi aplicado com sucesso no Chile e na Espanha, mas requer projetos bem elaborados e planejados, com estudos de viabilidade e execução adequada, de modo a atender aos requisitos de operação e, assim, obter condições favoráveis de financiamento.

#### **1.4 BREVE RESUMO DO AVANÇO DO CONHECIMENTO NA ÁREA RODOVIÁRIA E NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS NO BRASIL**

No Brasil, viveu-se um momento rico no avanço de conhecimento rodoviário a partir da segunda metade da década de 1960, trazendo-se uma compreensão aprimorada, fruto da cooperação com centros internacionais. Ensaios de carga repetida foram introduzidos no país nos anos 1970 e as primeiras teses de doutorado e dissertações de mestrado na área surgiram na década de 1970 e 1980, sendo cada vez mais comuns nos princípios de 1990. Nessa década registram-se as primeiras rodovias concessionadas e a introdução dos asfaltos modificados. O período de cerca de 30 anos entre a segunda metade da década de 1960 até os fins de 1990, num resumo bastante simplificado, compõe um primeiro bloco de progresso de conhecimento do setor. Consolidava-se a pesquisa, concentrada ainda em poucos centros e envolvendo sobretudo a caracterização empírica de materiais (SOARES, 2020). Vale ressaltar que esse

primeiro bloco contribuiu para a construção de uma parcela significativa do patrimônio viário nacional.

Um segundo período pode ser destacado no fim da década de 1990 e início dos anos 2000. Além de novas necessidades de conhecimento, tanto para a academia como para a indústria, esse período coincidiu com a Lei dos *Royalties* do Petróleo, que possibilitou a cooperação entre a Petrobras e universidades, contando com recursos até então não vistos para pesquisa nacional em pavimentação. Houve um avanço substancial na infraestrutura física de um número maior de laboratórios e, conseqüentemente, um aumento na formação de recursos humanos, teses e dissertações, além de um alinhamento crescente com centros internacionais. Esses itens caminharam juntos da melhoria da pós-graduação *stricto sensu*.

Os 20 anos subsequentes posicionaram melhor o Brasil no mapa da pesquisa internacional. O período é marcado por se trazer definitivamente a mecânica dos pavimentos para o centro das discussões. A situação atual é de uma comunidade científica inserida internacionalmente. A realização de eventos em diferentes regiões do país, juntamente com indicadores científicos crescentemente alinhados com os de países mais desenvolvidos, mostram o potencial da comunidade brasileira de pavimentação.

Para além da academia, no âmbito das empresas pequenas, médias ou grandes, há pouco incentivo para inovações, sendo restrito o que é feito em termos de Pesquisa, Desenvolvimento & Inovação (PD&I), à exceção dos recursos investidos pela Petrobras/Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), os Recursos de Desenvolvimento Tecnológico (RDT) da Agência Nacional de Transporte Terrestre (ANTT) para pesquisas ligadas às concessionárias e, mais recentemente, os recursos que o Instituto de Pesquisas em Transportes (IPR) do DNIT, grande financiador de pesquisas de grande porte nas décadas de 60, 70 e 80, que novamente volta a investir em pesquisas nas universidades, replicando o que órgãos rodoviários normalmente realizam em países desenvolvidos. O reduzido recurso de pesquisa ainda é incompatível com o alto volume de recursos da área viária no país. Trata-se de um aspecto que requer articulação entre gestores públicos, as empresas e a academia, tendo o potencial de revolucionar o segmento viário.

### ***Dimensionamento: oportunidades de progresso***

Um exemplo de programa de pesquisa de sucesso no Brasil é a Rede de Tecnologia em Asfalto da Petrobras, que contribuiu sobremaneira para o avanço do conhecimento no dimensionamento dos pavimentos (SOARES, 2020). A discussão não mais é entre métodos empíricos ou mecanístico-empíricos. As filosofias dessas abordagens são significativamente distintas, não permitindo que sejam comparadas por meio da mesma lógica. A discussão atual é em torno de qual(is) método(s), dentro das filosofias mais mecanicistas atuais, consegue(m) capturar os principais fatores intervenientes no comportamento das estruturas de pavimentos, de maneira suficientemente simples para poder(em) ser aplicado(s) corriqueiramente.

Entre as lógicas utilizadas para o dimensionamento de pavimentos, podem-se citar três principais: (i) o método historicamente usado pelo DNIT em que uma camada do pavimento protege as inferiores, devendo ter espessura suficiente para que a distribuição do carregamento seja tal que os esforços nas camadas inferiores não excedam a capacidade das mesmas (lógica conhecida no Brasil como “método do CBR”); (ii) o sistema de camadas deve ter um conjunto de espessuras tal que, quando submetido a uma carga estática padrão, limite a resposta estrutural em pontos específicos como deflexão na superfície e tensão/deformação de tração na fibra inferior do revestimento, além da tensão/deformação de compressão sobre o subleito; e (iii)

fixa-se uma evolução limite de defeitos no pavimento, a ser atingida no fim da vida útil de projeto (lógica que necessita de uma previsão de desempenho com análise de confiabilidade). As lógicas (ii) e (iii) constituem os chamados métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos, os quais buscam fundamentar-se em sólidas bases analíticas e experimentais.

Qualquer das lógicas citadas requer um amadurecimento ao longo de um período por meio daquilo que se denomina na literatura de um programa de pesquisa científica (SOARES, 2020). A tabela 1.2 apresenta, de forma simplificada, uma ideia de programas das últimas décadas na pavimentação nacional. No método antigo há o CBR (medida indireta da resistência ao cisalhamento por meio de ensaio penetrométrico) e o N (número de repetições de um eixo padrão de 80 kN em um determinado período de tempo), sendo que ajustes podiam e foram feitos ao longo dos anos nos coeficientes estruturais das camadas (coeficientes empíricos estabelecidos de forma comparativa entre os materiais, levando em consideração a resistência ou a deformabilidade) ou na consideração de um fator climático, que inicialmente “corrigia” eventuais mudanças de materiais pela ação do clima, mas que mais tarde foi abandonado e apenas considerado como se a pior situação prevalecesse no dimensionamento, considerada embutida no CBR após “saturação” dos materiais granulares testados. Com o surgimento dos ensaios de carga repetida e da análise estrutural, foram definidos critérios de tensões (ou deformações) na fibra inferior do revestimento asfáltico, no fundo das camadas cimentadas e no topo do subleito, que passaram a ser o núcleo central desse novo tipo de método, para usar a terminologia de Soares (2020). Essa terminologia inclui ainda o chamado cinturão protetor, passível de ser ajustado e capaz de proteger o núcleo central. Valores aceitáveis dos critérios, por exemplo, foram ajustados ao longo do tempo e de acordo com a situação.

Com o tempo, diferentes formas de análise estrutural, como a viscoelástica, foram consideradas, à luz de iniciativas como a norte-americana (*Mechanistic-empirical Pavement Design Guide* – MEPDG) e a francesa como o ViscoRoute (CHABOT *et al.*, 2001, 2010) e o Alize. Vale recordar que no Brasil o trabalho de Sérgio Thenn de Barros já discutia uma abordagem mais mecanicista na década de 1960 (BARROS, 1963, 1964). Discussões sobre os ensaios para a caracterização das propriedades dos materiais prosseguem até hoje, dado o nível de complexidade dos fenômenos nos ensaios mecânicos. Estes deverão ser ajustados à medida que mais dados forem coletados para validação dos métodos desenvolvidos.

Mais recentemente, no Brasil, destaca-se a base de dados usada para o desenvolvimento de funções de transferência (FT) em trabalhos realizados considerando a nova lógica mecanístico-empírica que faz uso das mesmas. Entre os exemplos nacionais, cada um com diferentes FTs, conjuntos de hipóteses simplificadoras, ensaios, critérios e operações de modelagem, podem ser citados Nascimento (2015), Fritzen (2016) e Santiago *et al.* (2019). Esses sistemas estão codificados em programas computacionais, como é o caso do *linear viscoelastic continuum damage* (LVECD), do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) e do *Computational Analysis of Paviments 3D-Design* (CAP3D-D).

O primeiro programa implementa a filosofia que é consequência do desenvolvimento do modelo por Lee e Kim (1998a, 1998b) a partir da teoria viscoelástica não linear de Schapery, que considera três conceitos: princípio da correspondência elástica-viscoelástica (CHRISTENSEN, 1977), mecânica do dano contínuo associada à teoria do trabalho potencial de Schapery (1987) e princípio da superposição tempo-temperatura (CHEHAB, 2002; ZHAO, 2002; GIBSON *et al.*, 2003).

Nascimento (2015) implementou e validou o modelo VECD para misturas asfálticas em pavimentos brasileiros, calibrando os resultados mecanísticos de cálculo de dano com o LVECD a

observações de campo de área trincada em pavimentos reais do Brasil, criando uma entre os resultados do LVECD e a área trincada em campo

. Fritzen (2016) definiu uma calibração para a previsão do dano por fadiga (FT) baseada nos ensaios mecânicos do módulo de resiliência e fadiga por compressão diametral. Santos (2020) calibrou uma nova FT adicionando efeitos do tráfego e do clima, considerando análises de predição de área trincada que fazem uso de dados de ensaios que incorporam variáveis viscoelásticas, como o módulo dinâmico para rigidez e o ensaio de tração-compressão uniaxial para fadiga.

A coleta de dados deverá crescer progressivamente, porém, principalmente no que tange aos dados de campo, pode levar mais de 10 anos, correspondente à evolução de danos ao longo da vida útil dos trechos experimentais que calibrarão qualquer método. Alternativas de aceleração de dano incluem simuladores de grande porte. Um risco a se observar é que os dados serão coletados sob a ótica da lógica estabelecida. Outro é a fragilidade dos dados de tráfego, nos quais as cargas não são devidamente pesadas ou mesmo contadas, sendo consideradas cargas de projeto.

**TABELA 1.2 – RESUMO DE PROGRAMAS DE PESQUISA DA INFRAESTRUTURA VIÁRIA NACIONAL**

Programa de pesquisa	Núcleo central	Cinturão protetor
Empírico (DNIT, 1966, 1981)	CBR das camadas, N para tráfego	Coefficientes estruturais, efeito da drenagem, fator climático
Mecanístico-empírico – versão 1 (MOTTA, 1991)	Análise elástica linear, MR* para as camadas, N para tráfego, critérios de falha empíricos (fadiga e deformação permanente)	Possibilidade de variação da interface entre camadas, ajuste dos valores dos critérios de falha estabelecidos
Mecanístico-empírico – versão 2 (NASCIMENTO, 2015; FRITZEN, 2016; SANTIAGO et al., 2019)	Banco de dados organizado, análise elástica ou viscoelástica linear, MR para subcamadas, N ou espectro de cargas para o tráfego	Lateral wander dos eixos para tráfego, ensaios de fadiga e deformação permanente para misturas asfálticas

\* Módulo de resiliência.

Fonte: SOARES, 2020.

Especificamente sobre o MeDiNa, uma cooperação entre a Coppe/UFRJ e o IPR-DNIT o disponibilizou na página eletrônica do órgão em 2018 (MOTTA *et al.*, 2018). O método traz atualizações relevantes e novos paradigmas para a área de pavimentação nacional. Proporciona uma quebra no grau de empirismo empregado no método de dimensionamento nacional até então vigente, existente desde os anos 1960 e revisado no começo dos anos 1980 (SOUZA, 1981).

Parâmetros de vida de fadiga são incorporados a partir de ensaios de compressão diametral com carga repetida (DNIT 183/2018 – ME), parâmetros de rigidez por meio do módulo de resiliência (DNIT 135/2018 – ME) para as misturas asfálticas, para solos e materiais granulares os métodos de ensaio de módulo de resiliência (DNIT 134/2018 – ME) e de deformação permanente (DNIT 179/2018 – IE) e parâmetros de carga e crescimento do tráfego por meio de número de eixos padrões (N). A cultura de projeto de pavimentos no país já conhece esses ensaios e os utiliza para concepção de projetos de maior importância.

Dada a grandeza continental do Brasil, é normal que os pavimentos, incluindo aqueles utilizados na calibração dos modelos de previsão, estejam submetidos a diferentes condições de umidade e temperatura, fatores que influenciam o comportamento dos pavimentos e que serão considerados à medida que se progredir nas atualizações do método (HUANG, 2003). Neste

sentido, vale mencionar que no atual momento de revisão deste livro o DNIT está assumindo um protagonismo de fomento à pesquisa com projetos de cooperação com a academia e que envolvem visões de futuro do dimensionamento, contagem e pesagem de tráfego, ensaios de laboratório, controle de campo, entre outros aspectos essenciais para o progresso da pavimentação.

## 1.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como mencionado, são substanciais os gastos com construção, manutenção e reconstrução precoce de nossos pavimentos. Esses gastos são inaceitáveis uma vez que se pode dispor de equipamentos de laboratório e de campo que permitam um melhor entendimento dos materiais e de métodos de projeto teórico-empíricos. A existência de uma infraestrutura laboratorial e a formação de recursos humanos de alto nível na área torna possível a investigação de materiais alternativos e novas tecnologias para as camadas do pavimento. O cenário exposto torna clara a necessidade de uma discussão ampla das razões do mau estado das vias no país. Para que essa discussão seja consequente é necessário o envolvimento efetivo dos diversos elementos da cadeia produtiva da pavimentação asfáltica (produtores e distribuidores de asfalto, fábricas de emulsão, fornecedores de agregados, órgãos rodoviários e concessionárias de rodovias, empresas de construção pesada, consultoras, empresas de controle e monitoramento, universidades e institutos de pesquisa, entre outros). Composto essa cadeia estão as universidades, atuando em três vertentes fundamentais: (i) ensino, por meio da formação de recursos humanos; (ii) pesquisa e inovação, pelo avanço do conhecimento e aprofundamento do entendimento dos fenômenos que regem o comportamento dos materiais de pavimentação e dos pavimentos em serviço; (iii) extensão, por meio de serviços não convencionais para solução de problemas específicos. Esses três aspectos – pessoal, conhecimento, serviços especializados – são vitais para uma eficiente cadeia produtiva.

No que diz respeito à formação de pessoal, o país em 2007 encontrava-se carente de bibliografia consolidada e didática que apresentasse os conceitos fundamentais da área de pavimentação, em particular dos revestimentos asfálticos. A produção da primeira versão deste livro objetivou contribuir para a formação de uma massa crítica no país de modo a possibilitar discussões e ações coordenadas para a pesquisa e o desenvolvimento das diversas tecnologias de pavimentação asfáltica. Outros bons livros surgiram como, por exemplo, Balbo (2007). Espera-se, com a presente atualização, estar novamente contribuindo, inclusive para que novas produções sejam motivadas.

Além de materiais didáticos, é chegada a hora de os órgãos rodoviários brasileiros, em nível federal e estadual, perceberem que não farão avanços sem investimento num programa de pesquisa. Concretamente, chamadas públicas por parte dos órgãos rodoviários como o DNIT e os DERs, envolvendo inclusive a iniciativa privada, deveriam ser planejadas, a exemplo de experiências internacionais. Com o devido financiamento e demandas claramente estabelecidas, pode-se desdobrar um programa de pesquisa científica com impacto em todo o setor. As citadas chamadas públicas podem ser desenhadas visando contribuir para tirar o segmento de infraestrutura viária do atraso na formação de *spin-offs* (pequenas empresas criadas na universidade ou no seio de empresas existentes a partir de inovações que vão ao mercado). Eis um importante nicho de oportunidade para as políticas públicas de inovação na área viária.



## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- ABRAMS, S. *The unseen history of our roads*. 2013. Roadandtrack.com.
- ADAM, J-P. *Roman building: materials and techniques*. London: B.T. Batsford, 1994.
- AGÊNCIA SENADO. *Entenda o assunto: CIDE*. Disponível em: <https://www12.senado.leg.br/noticias/entenda-o-assunto/cide/#>.
- ALVES, K. da R.; SANTAREM, L. M. S. *Um panorama da manutenção rodoviária no Brasil e as experiências internacionais*. XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET. Ouro Preto, 9 a 13 de novembro de 2015.
- ANP, Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. *Dados estatísticos – processamento de petróleo e produção de derivados*. Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis, 2021. Disponível em: <https://www.gov.br/anp/pt-br/centrais-de-conteudo/dados-estatisticos>.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCESSIONÁRIAS DE RODOVIAS (ABCR). *Novos caminhos para concessões de rodovias no Brasil*. São Paulo: ABCR, 2018.
- ASSOCIAÇÃO NACIONAL DOS USUÁRIOS DO TRANSPORTE DE CARGA. *Transporte – desafio ao crescimento do agronegócio brasileiro 2008*. Brasília-DF, 2008.
- BALBO, J. T. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. Oficina de Textos, 2007.
- BARROS, S. T. *O cálculo das tensões e dos recalques do pavimento flexível*. 1963.
- \_\_\_\_\_. *A critical review of present knowledge of the problem of rational thickness design of flexible pavements*. In: 43rd Annual Meeting Committee on Flexible Pavement Design. Washington, D.C., 1964.
- BELY, L. *The history of France*. Paris: Éditions Jean-Paul Gisserot, 2001.
- BITTENCOURT, E.R. *Caminhos e estradas na geografia dos transportes*. Rio de Janeiro: Editora Rodovia, 1958.
- BOHONG, J. *In the footsteps of Marco Polo*. Beijing: New World Press, 1989.
- CHABOT, A.; CHUPIN, O.; DELOFFRE, L.; DUHAMEL, D. ViscoRoute 2.0 a tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, v. 11, n. 2, p. 227-50, 2010. Disponível em: <https://doi.org/10.3166/rmpd.11.227-250>.
- \_\_\_\_\_; TAMAGNY, P.; DUHAMEL, D.; POCHÉ, D. 2001. *Visco-elastic modeling for asphalt pavements – software ViscoRoute*. 2001. In: Proceedings of the 10th International Conference on Asphalt Pavements. Quebec.
- CHEHAB, G. R. *Characterization of asphalt concrete in tension using a ViscoElastoPlastic model*. North Carolina State University, 2002.

- CHEVALLIER, R. *Roman roads*. Berkeley, California: UP, 1976.
- CHRISTENSEN, R. M. *Theory of Viscoelasticity*. New York: Academic Press Inc., 1977.
- CNT – CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. *Pesquisa CNT de rodovias 2016*. Brasília-DF, 2016.
- \_\_\_\_\_. *Plano CNT de transporte e logística 2018*. Brasília-DF, 2018.
- \_\_\_\_\_. *Pesquisa CNT de rodovias 2019*. Brasília-DF, 2019.
- \_\_\_\_\_. *O transporte move o Brasil: resumo das propostas da CNT ao país*. Brasília-DF: CNT, 2019a.
- CONCER – COMPANHIA CONCESSÃO RODOVIÁRIA JUIZ DE FORA-RIO. *Álbum da Estrada União e Indústria*. Rio de Janeiro: Edição Quadrantim G/Concer, 1997.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada*. DNIT, 2018a.
- \_\_\_\_\_. *Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação do módulo de resiliência*. DNIT, 2018b.
- \_\_\_\_\_. DNIT 179/2018 - ME: *Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente*. DNIT. 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT 134/2018 - ME: *Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência*. DNIT. 2018.
- EIA, ENERGY INFORMATION ADMINISTRATION. *Petroleum & other liquids – products supplied*. 2021. Disponível em: [https://www.eia.gov/dnav/pet/pet\\_cons\\_psup\\_dc\\_nus\\_mbbldpd\\_m.htm](https://www.eia.gov/dnav/pet/pet_cons_psup_dc_nus_mbbldpd_m.htm).
- FRITZEN, M. A. *Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão de dano por fadiga em pavimentos asfálticos*. Tese de doutorado. 2016. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- GEIPOT – GRUPO EXECUTIVO DE INTEGRAÇÃO DA POLÍTICA DE TRANSPORTES. *Anuário estatístico dos transportes*. Ministério dos Transportes. 1970, 1976, 1981, 1986, 1992, 2001.
- GIBSON, N. H. *et al.* Modeling of asphalt concrete in unconfined compression. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 1.860, n. 3, p. 3-15, 2003.
- HAGEN, V. W. *A estrada do sol*. São Paulo: Edições Melhoramentos, 1955.
- HARARI, Y. N. *Sapiens, uma breve história da humanidade*. L&PM, 19. Ed., 2017.
- HISTÓRIA DAS RODOVIAS. 2004. Disponível em: <http://estradas.com.br>. Acesso em: 1/8/2006.
- HUANG, Y. H. *Pavement analysis and design*. 2. ed. Prentice Hall, 2003.

- LEE, H-J.; KIM, Y. R. Viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, n. 1, p. 32-40, 1998a. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1998\)124:1\(32\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1998)124:1(32)).
- \_\_\_\_\_. Viscoelastic continuum damage model of asphalt concrete with healing. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, n. 11, p. 1.224-32, 1998b. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1998\)124:11\(1224\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1998)124:11(1224)).
- KLUMB, R. H. *Doze horas em diligência*. Guia do viajante de Petrópolis a Juiz de Fora. Rio de Janeiro, 1872.
- MALLIAGROS, T. G.; FERREIRA, C. P. *Investimentos, fontes de financiamento e evolução do setor de infraestrutura no Brasil: 1950-1996*. Rio de Janeiro: Escola de Pós-graduação em Economia/FGV. Disponível em: <http://www2.fgv.br/professor/ferreira/FerreiraThomas.pdf>. Acesso em: 15/2/2006.
- MARGARY, I. *Roman roads in Britain*. London: John Baker, 1973.
- MASCARENHAS NETO, J. D. *Methodo para construir as estradas em Portugal*. 1790. Edição fac-similada, impressa em 1985 a partir do original do Arquivo-Biblioteca do ex Ministério das Obras Públicas.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos pavimentos*. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.
- MOTTA, L. M. G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de doutorado, 1991. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_. *Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos*. Convênio UFRJ/DNIT, 2018.
- NASCIMENTO, L. A. H. *Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt mixture and pavement analysis in Brazil*. PhD Dissertation, 2015. North Carolina State University, USA.
- ONTL – OBSERVATÓRIO NACIONAL DE TRANSPORTE E LOGÍSTICA. *Diagnóstico logístico – 2010-2018*.
- PREGO, A. S. S. *A memória da pavimentação no Brasil*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2001.
- RIBAS, M. C. *A história do Caminho do Ouro em Paraty*. 2. ed. Paraty: Contest Produções Culturais, 2003.
- SANTIAGO, L. S.; TORQUATO E SILVA, S. A.; SOARES, J. B. Determinação do dano em pavimentos asfálticos por meio da combinação do modelo S-VECD com análises elásticas. *Revista Transportes*, v. 26, p. 31-43, 2018.

- SANTOS, A. B. V. *Contribuições para um método mecânico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos: influência da temperatura e da velocidade de tráfego na previsão de área trincada*. 2020. Universidade Federal do Ceará.
- SAUNIER, B.; DOLFUS, C.; GEFFROY, G. *Histoire de la locomotion terrestre*. v. II. Paris: L'illustration, 1936.
- SCHAPERLY, R. A. Deformation and fracture characterization of inelastic composite materials using potentials. *Polymer Engineering & Science*, v. 27, n. 1, p. 63-76, 1987. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/pen.760270110>.
- SOARES, J. B. Reflexões sobre um programa de pesquisa científica para a infraestrutura viária do Brasil. *Revista Transportes*, v.28,n.5, p. 154-168, 2020.
- SOUZA, M. L. *Método de projeto de pavimentos flexíveis (IPR 667)*. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DNER, 1981.
- WILD, O. *The silk road*. 1992. Disponível em: [www.ess.uci.edu](http://www.ess.uci.edu). Acesso em: 1/8/2006.
- ZHAO, Y. *Permanent deformation characterization of asphalt concrete using a viscoelastoplastic model*. 2002. North Carolina State University..

## 2.1 INTRODUÇÃO

O asfalto provém da destilação fracionada do petróleo. Os petróleos são o ponto de partida para inúmeros produtos usados no dia a dia, além do asfalto: gasolina, nafta, querosene, diesel, lubrificantes, plásticos etc. Os petróleos ou óleos crus são produtos fósseis gerados naturalmente a partir da decomposição de plantas e animais que viveram há milhões de anos. São compostos de uma variedade de hidrocarbonetos, desde os mais elementares e leves até os mais complexos e pesados, mas diferem em suas propriedades físicas e químicas, variando de líquidos negros viscosos até castanhos bastante fluidos, com composição química predominantemente parafínica, naftênica ou aromática.

Existem perto de 1.500 tipos de petróleo explorados no mundo, porém somente uma pequena porção deles é considerada apropriada para produzir asfalto para pavimentação. Como os óleos crus têm composições distintas, dependendo de sua origem, os asfaltos resultantes de cada tipo também terão composições químicas distintas (SHELL, 2015). Os petróleos distinguem-se pela maior ou menor presença de asfaltenos em sua composição. Petróleos venezuelanos, como o Boscan e o Bachaquero, são reconhecidos como os de melhor qualidade para a produção de asfalto para pavimentação. No Brasil existem petróleos com qualidade semelhante ao Bachaquero que são utilizados para a produção de asfalto.

São raras as plantas de produção de asfalto a partir de um único petróleo, sendo mais comuns unidades de refino que produzem asfalto a partir da mistura de diversos petróleos. Os petróleos brasileiros do pré-sal têm sido cada vez mais utilizados no parque de refino nacional, muitas vezes para a produção de asfalto, em mistura com outros petróleos. Muito embora tais matérias-primas oriundas do pré-sal tenham diferentes propriedades, de maneira geral resultam em asfaltos que tendem a ter comportamento mais parafínico, exigindo condições de refino específicas para a obtenção de produtos de boa qualidade para a pavimentação.

No que diz respeito à terminologia, há uma preferência dos europeus em utilizar o termo betume para designar o ligante obtido do petróleo, enquanto os americanos, inclusive os brasileiros, utilizam mais comumente o termo asfalto para designar o mesmo material. Veja como exemplo, The Asphalt Institute dos Estados Unidos e a Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro do Petróleo, Gás e Biocombustíveis (IBP) que empregam o termo asfalto, e os conhecidos *The Shell bitumen handbook* e o Congresso Eurobitume, europeus, que dão preferência para a outra designação. Os europeus utilizam às vezes o termo *asphalt* para designar a mistura dos agregados com o asfalto (SHELL, 2015), o que se designa no Brasil genericamente de mistura asfáltica e nos Estados Unidos de *asphalt mixture* ou *asphalt mix*.

Com a total predominância na pavimentação, do ligante proveniente do petróleo com o abandono do alcatrão, fica aceitável a utilização dos termos betume e asfalto como sinônimos. A grande facilidade de divulgação dos conhecimentos entre os países faz com que se tenha acesso a informações tanto europeias quanto americanas ou mesmo de outros continentes, mas devendo o leitor ficar atento à terminologia utilizada.

Quando o asfalto se enquadra em uma determinada classificação particular, que, em geral, se baseia em propriedades físicas que pretendem assegurar o bom desempenho do material na obra, ele passa a ser denominado comumente pela sigla CAP – cimento asfáltico de petróleo, seguida de algum outro identificador numérico, como será visto no item 2.3.

O cimento asfáltico é a matéria-prima de asfaltos diluídos, emulsões asfálticas, asfaltos modificados, asfalto espuma e asfaltos soprados (industriais), sendo que este conjunto representa cerca de 40% do consumo, com os demais 60% usados nas aplicações a quente nas misturas denominadas de concreto asfáltico.

Quanto à normalização dos produtos asfálticos, cabe à ANP a especificação para a comercialização. As resoluções vigentes estão disponíveis em <http://www.anp.gov.br/petroleo-derivado/asfalto>. As vigentes em 2020 estão citadas nas referências deste capítulo.

## 2.2 ASFALTOS

O asfalto é um dos mais antigos e versáteis materiais de construção utilizados pelo homem. O *Manual de asfalto* (IA, 1989, versão em português, 2001) lista mais de 100 das principais aplicações desse material, desde a agricultura até a indústria. O uso em pavimentação é um dos mais importantes entre todos e um dos mais antigos também. Na maioria dos países do mundo, a pavimentação asfáltica é a principal forma de revestimento. No Brasil, cerca de 95% das estradas pavimentadas são de revestimento asfáltico, além de ser também utilizado em grande parte das ruas.

A distribuição da demanda de asfalto e os usos principais, entre as mais de 250 aplicações conhecidas, segundo IS-230 (ASPHALT INSTITUTE & EUROBITUME, 2015) é a seguinte:

- 85% são usados como ligante em vários tipos de pavimentos para rodovias, aeroportos, ruas, estacionamentos etc.;
- 10% são usados para telhas, coberturas construídas a quente ou em rolos aplicados a frio;
- 5% são para uma variedade de aplicações, cada uma delas de pequeno volume, como por exemplo: amortecimento acústico, revestimento de tubulação de água, tintas, materiais de impermeabilização e vedação, selantes, agricultura etc.;
- da produção mundial, 37% são usados na Ásia e Pacífico, 28% na Europa, 25% na América do Norte, 7% na América do Sul e 3% na África.

No Brasil a utilização é concentrada na pavimentação, em torno de 97%, visto que não se faz muita impermeabilização, como os europeus e americanos, nem existe a fabricação de telhas de asfalto. Como impermeabilizante é usado em pisos, revestimento de piscinas e coberturas de construções e, também, pode ser usado em barragens de terra, na face da barragem ou como núcleo feito de mistura asfáltica. Como exemplos no Brasil desse uso em núcleo de barragem, sugere-se consultar Guimarães (2012), que trata da UHE Foz do Chapecó (SC) e Souza Neto (2013) sobre a UHE Jirau (RO), entre outros. Há, ainda a possibilidade de emprego como camada de sublastro em ferrovias como pode ser visto em Alves (2018).

Há várias razões para o uso intensivo do asfalto em pavimentação, sendo as principais: proporciona forte união dos agregados, sendo um ligante que permite flexibilidade controlável; é impermeabilizante, durável e resistente à ação da maioria dos ácidos, dos álcalis e dos sais, podendo ser utilizado aquecido ou emulsionado, em amplas combinações de esqueleto mine-

ral, com ou sem aditivos. É um material semissólido a temperatura ambiente, de cor marrom escura a preta, impermeável à água, viscoelástico, pouco reativo, com propriedades adesivas e termoplásticas que, além de ligar os agregados, proporciona segurança, conforto e durabilidade, é reciclável e, depois de aplicado no pavimento, não produz emissões tóxicas.

As seguintes definições e conceituações são empregadas com referência ao material:

- *betume*: comumente é definido como uma mistura de hidrocarbonetos solúvel no bis-sulfeto de carbono;
- *asfalto*: mistura de hidrocarbonetos derivados do petróleo de forma natural ou por destilação, cujo principal componente é o betume, podendo conter ainda outros materiais, como oxigênio, nitrogênio e enxofre, em pequena proporção;
- *alcatrão*: é uma designação genérica de um produto que contém hidrocarbonetos, que se obtém da queima ou destilação destrutiva do carvão, madeira etc.

Portanto, o asfalto e o alcatrão são materiais betuminosos porque contêm betume, mas não podem ser confundidos porque suas propriedades são bastante diferentes. O alcatrão praticamente não é mais usado em pavimentação desde que se determinou o seu poder cancerígeno, além do fato de sua pouca homogeneidade e baixa qualidade em termos de ligante para pavimentação, derivada da sua própria forma de obtenção.

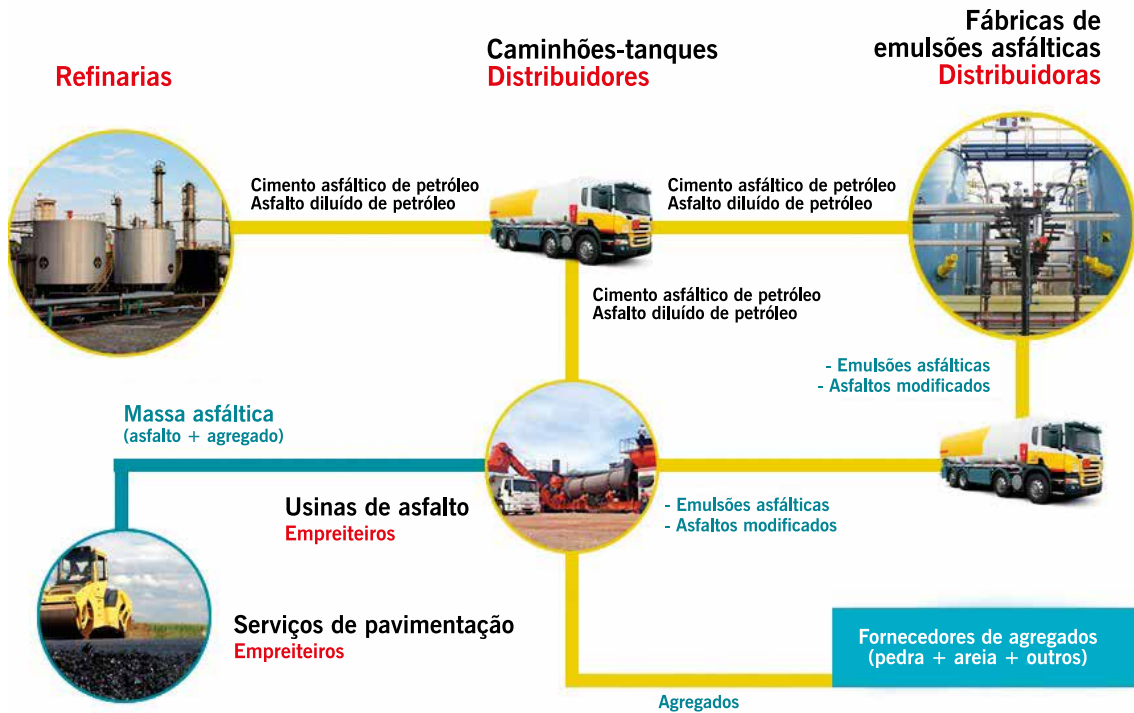
Há ainda os asfaltos naturais, provenientes de “lagos” formados a partir de depósitos de petróleo que migraram para a superfície, e após processos naturais de perda de outras frações, resultaram num produto que contém betume e eventualmente materiais minerais. Foram as primeiras e únicas fontes de asfalto para os vários usos nos últimos 5.000 anos até que, no início do século XX, o domínio das técnicas de exploração de petróleo, em profundidade, e posterior refino, tornaram a utilização dos asfaltos naturais restrita. As primeiras pavimentações asfálticas no Brasil empregaram asfalto natural, importado de Trinidad, em barris, nas ruas do Rio de Janeiro, a partir de 1908 e por alguns anos seguintes (PREGO, 1999).

Existem asfaltos naturais, associados a rochas, em vários países, como a chamada gilsonita dos Estados Unidos, Irã e Albânia, a chamada asfaltita na Argentina e Colômbia, e em Angola explorado mais recentemente.

Na figura 2.1 está indicada a relação entre os vários agentes envolvidos no ramo da pavimentação asfáltica, que inclui produtores de ligantes, de agregados e de aditivos, distribuidores, usinas de preparo das misturas, aplicadores, fabricantes de equipamentos, projetistas, laboratórios, empreiteiros e muitos outros parceiros.

Na pavimentação asfáltica também são usados, cada vez mais, agregados reciclados provenientes de outras fontes tais como resíduo de construção e demolição (RCD), resíduos de pedra, escória de aciaria etc. e, também, os materiais retirados dos revestimentos antigos pelo sistema de fresagem feita com equipamentos especiais denominados fresadoras, que são reaproveitados integralmente em novas camadas, com outras funções, ou mesmo em novas misturas asfálticas ou misturas asfálticas recicladas ou RAP (da sigla em inglês *reclaimed asphalt pavement*). A adição de rejeitos e resíduos diversos nas camadas do pavimento é considerada prática adequada para disposição ambientalmente correta desses elementos desde que avaliada com critérios técnicos apropriados.

**Figura 2.1** – Inter-relação dos principais agentes que atuam na produção, distribuição, transporte e aplicação dos produtos asfálticos para pavimentação



Fonte: [www.abeda.org.br](http://www.abeda.org.br), 2020.

## 2.3 LIGANTE ASFÁLTICO, CIMENTO ASFÁLTICO (CAP) OU LIGANTE BETUMINOSO

Quando o asfalto se enquadra em uma determinada classificação particular, que, em geral, se baseia em propriedades físicas que pretendem assegurar o bom desempenho do material na pavimentação, ele passa a ser denominado comumente pela sigla CAP – cimento asfáltico de petróleo, seguida de algum outro identificador numérico, como será visto no item 2.4. O termo ligante asfáltico é usualmente empregado do mesmo modo.

O ligante asfáltico é a matéria-prima de asfaltos diluídos, emulsões asfálticas, asfaltos modificados, asfalto espuma e asfaltos soprados (industriais), sendo que este conjunto representa cerca de 40% do consumo, com os demais 60% usados nas aplicações a quente nas misturas denominadas de concreto asfáltico.

O ligante asfáltico tem a propriedade de ser um adesivo termoviscoelástico, impermeável à água e pouco reativo. A baixa reatividade química a muitos agentes não evita que esse material possa sofrer, no entanto, um processo de envelhecimento por oxidação lenta pelo contato com o ar e a água. Sua composição química é bastante complexa sendo que o número de átomos de carbono por molécula varia de 20 a 120. Tem influência na toxidez, na resistência ao envelhecimento/enrijecimento, na adesão aos agregados, na suscetibilidade térmica, no desempenho físico e mecânico das misturas asfálticas, e grande influência nos processos de incorporação de agentes modificadores tais como os polímeros e outros aditivos.

O ligante é um material semissólido a temperaturas baixas, viscoelástico à temperatura ambiente e líquido a altas temperaturas, e que se enquadra em limites de consistência para determinadas temperaturas estabelecidas em especificações que regulam a comercialização e a seleção para as obras.



A característica de termoviscoelasticidade desse material manifesta-se no comportamento mecânico, sendo suscetível à velocidade, ao tempo e à intensidade de carregamento e à temperatura de serviço. O comportamento termoviscoelástico por simplificação é mais comumente assumido nas análises correntes do que o termoviscoelástico (mais correto por englobar os vários aspectos do seu comportamento), significando que pode ser aquecido a determinadas temperaturas e ser reaquecido sem perder suas propriedades, com suficiente aproximação do real comportamento do material.

### 2.3.1 Composição química: análise elementar e fracionamento do ligante

Os ligantes asfálticos ou CAPs são constituídos de 90 a 95% de hidrocarbonetos e de 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e metais – vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio) unidos por ligações covalentes.

Os heteroátomos *nitrogênio*, *enxofre* e *oxigênio* são determinados por análise elementar que envolve combustão, purificação dos gases e detecção por titulação, quimiluminescência ou infravermelho, e o nitrogênio básico é determinado por titulação potenciométrica. Os heteroátomos níquel, vanádio e ferro são quantificados por absorção atômica ou fluorescência de raios X (LEITE, 1999).

Os CAPs brasileiros têm baixo teor de enxofre e de metais, e teor de nitrogênio superior aos CAPs de origem árabe e venezuelana, enquanto os procedentes de petróleos árabes e venezuelanos têm alto teor de enxofre e metais em especial vanádio e níquel (LEITE, 1999). O CAP é um material quase totalmente solúvel em benzeno, tricloroetileno ou em bissulfeto de carbono, propriedade utilizada como um dos requisitos de especificação em geral.

A análise elementar dos asfaltos manufaturados pode apresentar as seguintes proporções de componentes (SHELL, 2015): carbono de 82 a 88%; hidrogênio de 8 a 11%; enxofre de 0 a 6%; oxigênio de 0 a 1,5% e nitrogênio de 0 a 1%. Em menor quantidade, encontram-se metais como: vanádio (10 a 2.000 ppm) e níquel (20 a 200 ppm) além de traços de elementos como alumínio, silício, cromo, cobre, zinco e chumbo. A composição varia com a fonte do petróleo, com as modificações induzidas nos processos de refino e durante o envelhecimento na usinagem e em serviço.

O enxofre é o terceiro elemento químico mais abundante (em massa) nos ligantes asfálticos após o carbono e o hidrogênio. É encontrado principalmente nos compostos de massa molar mais elevada e, portanto, os asfaltenos são ricos em enxofre. O enxofre tem papel importante no envelhecimento do CAP a alta temperatura, e pode ser sensibilizado de diferentes formas em um processo oxidativo, dependendo da composição do ligante e/ou da estrutura dos asfaltenos. Em alta temperatura (usinagem) ou em intermediária (serviço), a formação de sulfóxidos é inevitável. Diversas técnicas mostraram que o enxofre está presente nos produtos pesados sob a forma tiofênica (60% a 80%) e como um sulfeto (20% a 40%). A principal forma que o enxofre se encontra no ligante asfáltico é dos tiofenos, sulfetos e sulfóxidos. As formas de enxofre tiofênico são benzotiofenos e dibenzotiofenos e estão envolvidos nos processos de degradação (CRAVO, 2016).

A composição química também varia com o tipo de fracionamento a que se submete o ligante asfáltico, sendo o método mais empregado, normalizado pela ASTM D 4124-09 (2018), aquele que separa as seguintes frações: saturados, nafteno-aromáticos, polar-aromáticos e asfaltenos. Os asfaltenos são separados primeiro por precipitação com adição de n-heptano, e os outros constituintes, englobados na designação genérica de

maltenos, são solúveis no n-heptano e separados por cromatografia de adsorção. É a composição química dos asfaltos que determina suas propriedades físicas e seu desempenho. Existe um método similar, conhecido como SARA (S de saturados, A de aromáticos, R de resinas e A de asfaltenos), sendo a separação dos constituintes em função da sua polaridade realizada por cromatografia de camada fina com detecção por ionização de chama (LEITE, 1999; SHELL, 2015).

A figura 2.2(a) mostra os capilares onde a amostra de ligante é colocada para ser fracionada e ainda o detector de ionização de chama usado para identificação e quantificação dos componentes, e, de maneira esquemática, a figura 2.2(b) relaciona os passos da análise da composição química dos ligantes asfálticos pelo método ASTM D 4124. Os componentes do método ASTM D4124 têm outros nomes (nafteno-aromáticos ou aromáticos, polar-aromáticos ou resinas), mas também são conhecidos como SARA. Nesse fluxograma, nafteno-aromáticos é o mesmo que aromáticos e polar-aromáticos é o mesmo que resinas. Na figura 2.3 está a representação esquemática desses componentes do asfalto (SHELL, 2015).

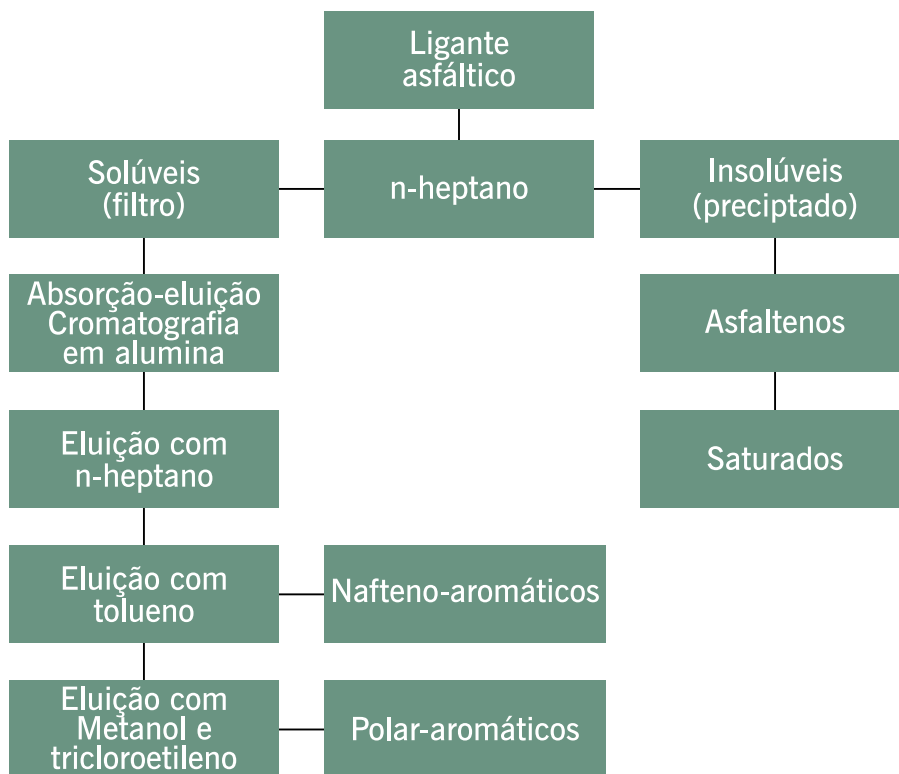
No fracionamento SARA, segundo o método ASTM D 4124, a separação de asfaltenos é feita por precipitação com n-heptano, seguida de adsorção dos maltenos por cromatografia líquida em alumina e subsequente desorção com solventes de polaridade crescente, separando-os em saturados, nafteno-aromáticos e polar-aromáticos. Outra metodologia empregada para esse fracionamento é por cromatografia de camada fina (TLC, em inglês, método *latroscan*), onde pode ocorrer ou não a precipitação dos asfaltenos com n-heptano prévia, seguida por separação dos constituintes solúveis em colunas capilares recheadas com sílica ou alumina, como meio de adsorção. O *latroscan* serve para análise de CAP e de óleos pesados (RV, RASF ou RAT) visto que todos são resíduos pesados e têm os mesmos componentes SARA.

No Brasil, o método SARA mais empregado é sem a precipitação de asfaltenos por n-heptano prévio, sendo a separação dos quatro componentes feita por cromatografia fina. Após a eluição com solventes de diferentes polaridades, efetua-se, por ionização de chama, a detecção dos quatro componentes: saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos. Os dois métodos estão ilustrados na figura 2.4. Uma foto mostra onde é realizada a cromatografia – adsorção dos componentes em diferentes pontos dos capilares por eluição com solventes – e a outra tem o detector de ionização de chama.

**Figura 2.2** – Equipamentos utilizados no método SARA e esquema da análise química do ligante asfáltico



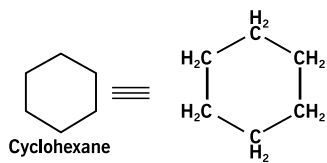
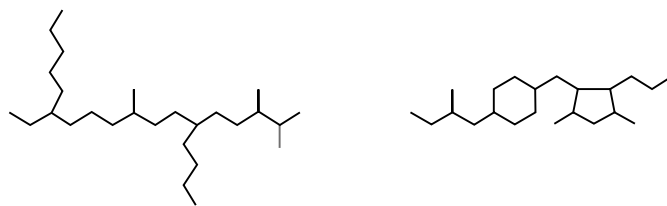
(a) Vista do equipamento usado para análise de ligante asfáltico



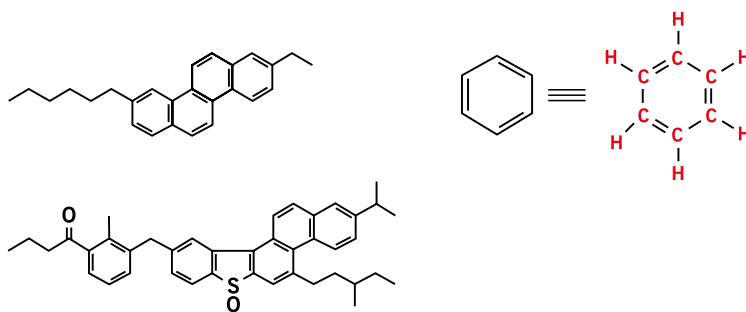
(b) Esquema

Fontes: Centro de Pesquisas, Desenvolvimento e Inovação Leopoldo Américo Miguez de Mello (Cenpes), 2020; adaptado de Shell, 2015.

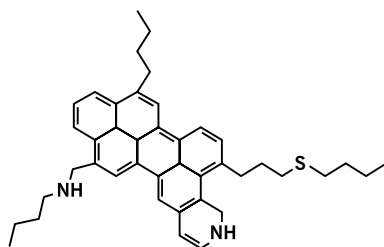
**Figura 2.3** – Representação esquemática dos componentes dos asfaltos



(a) Saturados



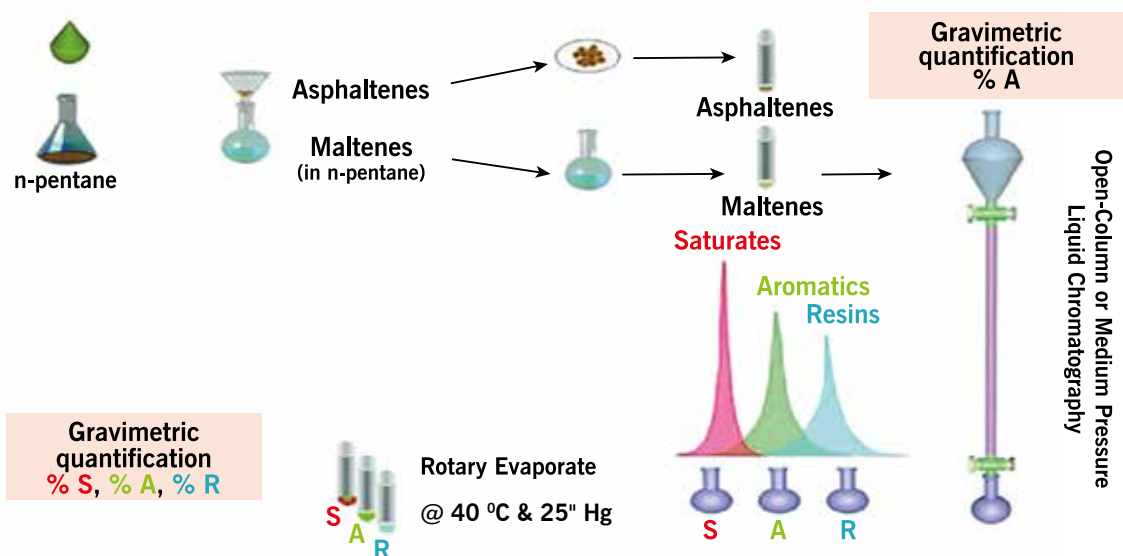
(b) Aromáticos



(c) Asfaltenos

Fonte: Adaptado de Shell, 2015.

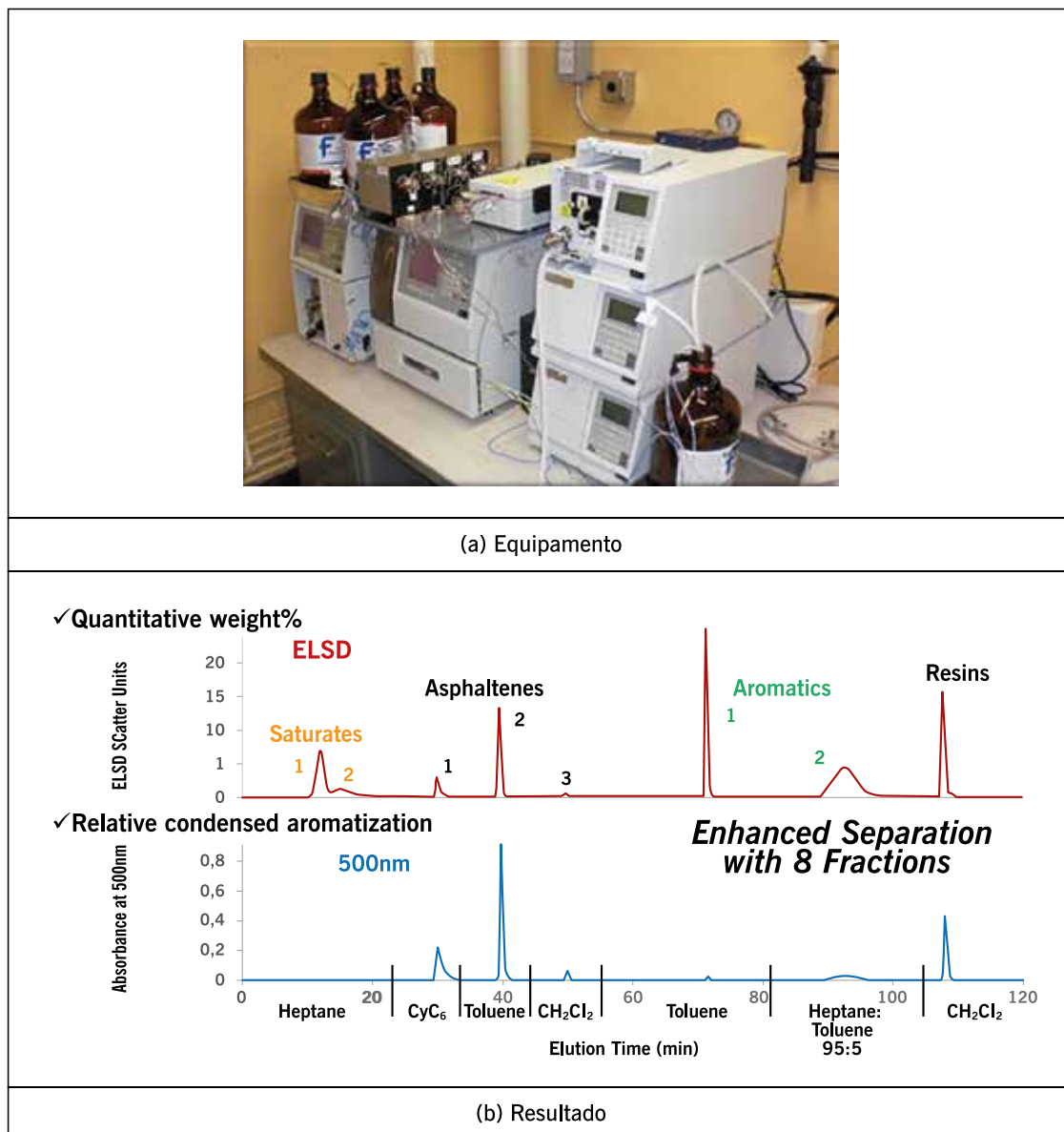
**Figura 2.4** – Esquema dos métodos de separação das frações do CAP  
– SARA ASTM 4124 e latroscan



Fonte: Bissada *et al.*, 2016.

Recentemente, o fracionamento SARA foi aperfeiçoado nos Estados Unidos e passou a ser denominado SAR-AD que se constitui de determinação de **Saturados** (estrutura aberta e cíclica), três tipos de **Aromáticos** (1. com um anel, 2. com dois ou três anéis e 3. com quatro ou mais anéis benzênicos) e **Resinas** e ainda **Asphaltenes Determination (AD)** com determinação de três tipos de asfaltos (solúveis em ciclo-hexano, em tolueno e em cloreto de metila), totalizando oito frações (PETERSEN CONFERENCE, 2020). É uma técnica totalmente automática, rápida e consome pouca quantidade de amostra. Na figura 2.5 mostra-se o equipamento utilizado para se fazer essa nova determinação e um exemplo das frações. Por exemplo, uma amostra de CAP apresentou a seguinte composição: saturados 1. 13,8%, saturados 2. 7,6%; aromáticos total – 51,6%; resinas – 13,8%; asfaltos 1. 4,4%, asfaltos 2. 8,8%, asfaltos 3. 0,1%. Cravo (2016) apresenta boa revisão bibliográfica da composição química dos asfaltos e de outras técnicas para analisar sua composição. Descreve várias técnicas de análise, como, por exemplo, além de técnicas de caracterização elementar como absorção atômica e fluorescência de raios X.

**Figura 2.5** – Equipamento desenvolvido para realizar automaticamente a determinação das frações do ligante asfáltico, com ênfase especial nos tipos de asfaltenos (SAR-AD)



Fonte: Boysen; Schabron, 2015.

### 2.3.2 Associações intermoleculares, estrutura coloidal e propriedades do ligante

O CAP é tradicionalmente considerado uma dispersão coloidal de asfaltenos em saturados e aromáticos, conhecidos genericamente por maltenos, imersos em resinas, que são como micelas diretas ou reversas, ou seja, grupos polares orientados para fora ou para o centro. Os asfaltenos são aglomerados de compostos polares e polarizáveis formados por associações intermoleculares, constituídas de hidrocarbonetos naftênicos condensados e de cadeias saturadas curtas, sendo sólidos amorfos pretos ou marrons. A quantidade de asfaltenos tem grande efeito nas características reológicas do CAP: quanto maior o percentual de asfaltenos, mais duro e mais viscoso será o ligante asfáltico, embora se deva considerar ainda a forma do asfaleno, sendo maior o efeito sobre a reologia quanto mais esférica for a partícula. Em geral os asfalte-

nos constituem de 5 a 25% do CAP (SHELL, 2015). A quantidade de asfaltenos presentes no ligante asfáltico afeta suas características de elasticidade e viscosidade.

As resinas são solúveis em n-heptano. São compostos de hidrogênio e carbono, com pequena proporção de oxigênio, enxofre e nitrogênio. São sólidos ou semissólidos marrom escuros, sendo de natureza polar e fortemente adesiva. As proporções de resinas e asfaltenos governam o comportamento como solução (sol) ou gelatina (gel) do CAP.

Os componentes aromáticos são de baixa massa molar e em maior proporção no asfalto, sendo o meio de dispersão e peptização dos asfaltenos. Esses componentes formam um líquido viscoso amarelo polar, com cadeias não saturadas de carbono, constituindo de 40 a 65% do total do asfalto. Os saturados são cadeias retas e ramificadas de hidrocarbonetos, sendo óleos viscosos não polares transparentes, compondo de 5 a 20% dos asfaltos.

O modelo de Yen ou de micelas (YEN, 1991) está representado na figura 2.6. A vantagem desse esquema é introduzir a característica suplementar de interação dos asfaltenos que conduz à formação de aglomerados responsáveis pelo caráter gel. Uma micela é um aglomerado de moléculas em uma solução coloidal. Um coloide é uma mistura de grandes moléculas simples, dispersas em uma segunda substância (LEITE, 1999; HUNTER, 2000). Estabilidade interna ou compatibilidade reflete a interação molecular entre os componentes do ligante. A estabilidade à oxidação (envelhecimento) considera o efeito do ar, temperatura, radiação ultravioleta na consistência, dependente da composição química do ligante. Nos compatíveis, os materiais dispersos se dispersam nos óleos e não tendem a formar aglomerações, devido à dispersão eficiente do solvente e nos incompatíveis, as associações são mais intensas e os aglomerados formados não conseguem ser peptizados pelo solvente.

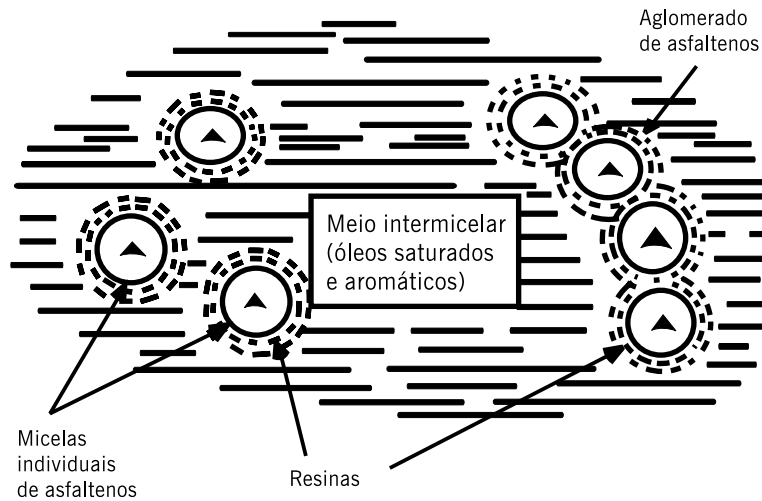
As causas da incompatibilidade podem ser várias, e mistura de ligantes oriundos de diferentes petróleos nem sempre apresentam as características esperadas por cálculos de mistura, pois dependem das propriedades peptizantes de cada um deles.

No Brasil, tempos atrás, o envelhecimento precoce foi atribuído por Salathé (2004) à má compatibilidade interna de um CAP oriundo da rota de desasfaltação (resíduo de desasfaltação de baixa penetração com diluente derivado de petróleo).

Medida de compatibilidade interna pode ser feita pelos parâmetros de Heithaus que utiliza um titulador automático de floculação (AFT) para obter parâmetros que visam analisar o poder de solubilização dos maltenos ( $P_o$ ), a peptibilidade de asfaltenos ( $P_a$ ) e a relação entre eles ( $P$ ) que representa a estabilidade coloidal ou compatibilidade de Heithaus. Ligantes com baixos valores de  $P$  são denominados pouco compatíveis, enquanto altos valores de  $P$  são assumidos como compatíveis; valores baixos de  $P_a$  indicam que o ligante contém materiais difíceis de dissolver; valores altos de  $P_o$  significam alto poder de solubilidade. Os valores típicos de  $P$  variam entre 2,5 e 10 para ligantes que não contêm aditivos, tais como melhoradores de adesividade (compostos aminados), aditivos químicos e polímeros. Vários ligantes asfálticos nacionais e de outros países foram analisados quanto a esses parâmetros de Heithaus e os resultados podem ser vistos em Leite *et al.* (2010).

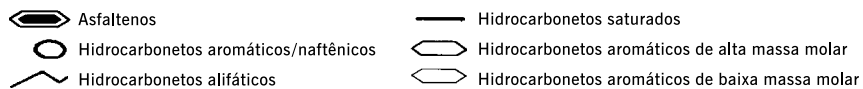
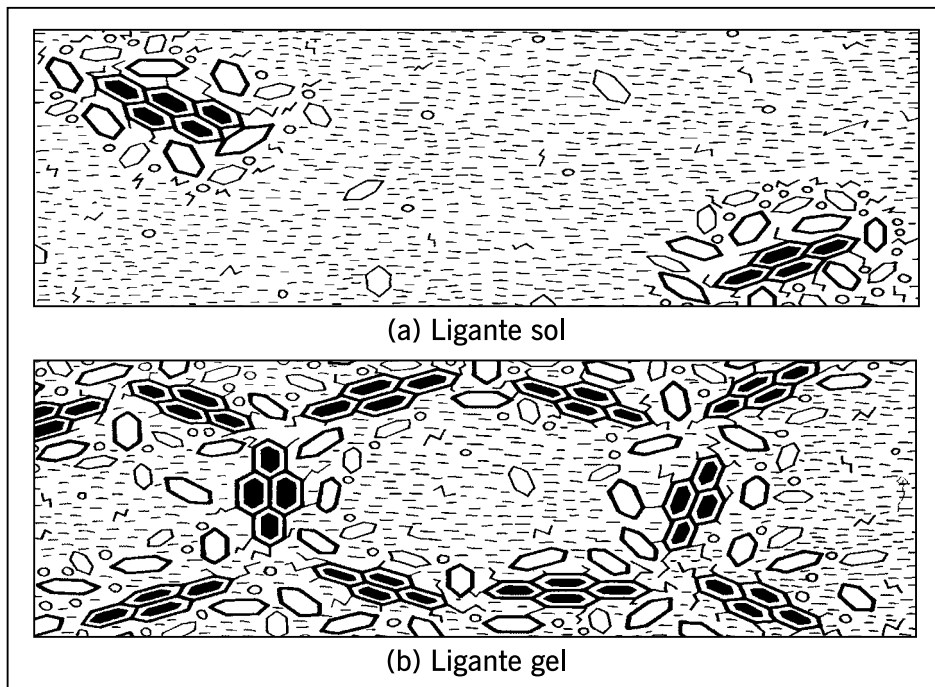
Em presença de quantidade suficiente de resinas e aromáticos, os asfaltenos formam micelas com boa mobilidade e resultam em ligantes conhecidos como sol. Porém, se as frações não estão bem balanceadas, há formação de estruturas de pacotes de micelas com vazios internos que resultam em ligantes de comportamento conhecidos como gel, sendo um exemplo desse tipo os asfaltos oxidados utilizados em impermeabilizações. Esse comportamento gel pode ser minimizado com o aumento de temperatura (LEITE, 1999; SHELL, 2015). A figura 2.7 mostra a representação esquemática dos comportamentos sol e gel.

Figura 2.6 – Modelo de micelas



Fonte: Yen, 1991.

Figura 2.7 – Representação esquemática do ligante asfáltico de comportamento sol e gel



Fonte: Shell, 2015.

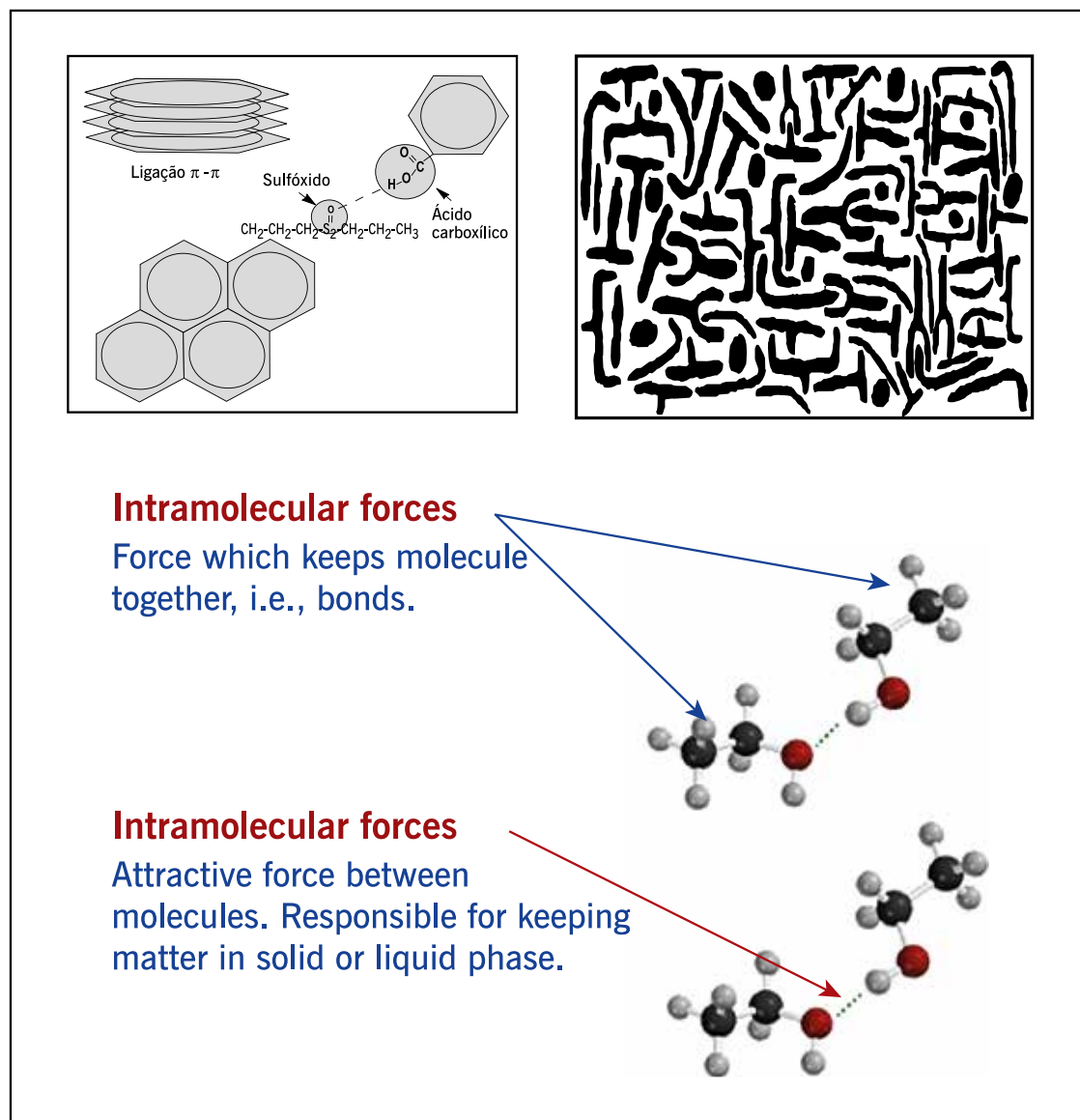
Os asfaltos tipo sol apresentam maior suscetibilidade térmica por terem óleos intermicelares muito aromáticos, o que os torna mais moles, menos resistentes à aplicação direta das cargas, porém mais suscetíveis a um pleno retorno à posição original após a aplicação da carga. Já os asfaltos tipo gel são mais resistentes à aplicação das cargas e menos suscetíveis ao retorno, conseqüentemente são mais propensos ao trincamento prematuro. Entretanto, essas e todas as demais propriedades do CAP variam muito com a temperatura, por isso a característica de





considera válido o conceito de asfaltenos e classifica os compostos constituintes em polares e não polares e considera que forças intra e intermoleculares são as responsáveis pela formação de redes tridimensionais que resultam em características elásticas e viscosas. Foram evidenciados, por meio de técnicas de análise de espectroscopia infravermelha e cromatografia de troca de íons (IEC, em inglês), numerosos tipos possíveis de interação entre moléculas dos ligantes, incluindo pontes de hidrogênio, ligações  $\pi$ - $\pi$ , forças de Van der Waals e atrações polares. O programa SHRP identificou a presença de substâncias anfóteras nos asfaltos, que contêm grupos ácidos e básicos juntos, que vão controlar a viscosidade do ligante.

**Figura 2.9** – Modelo de estrutura do asfalto proposto pelo SHRP



Fonte: Leite, 2017.

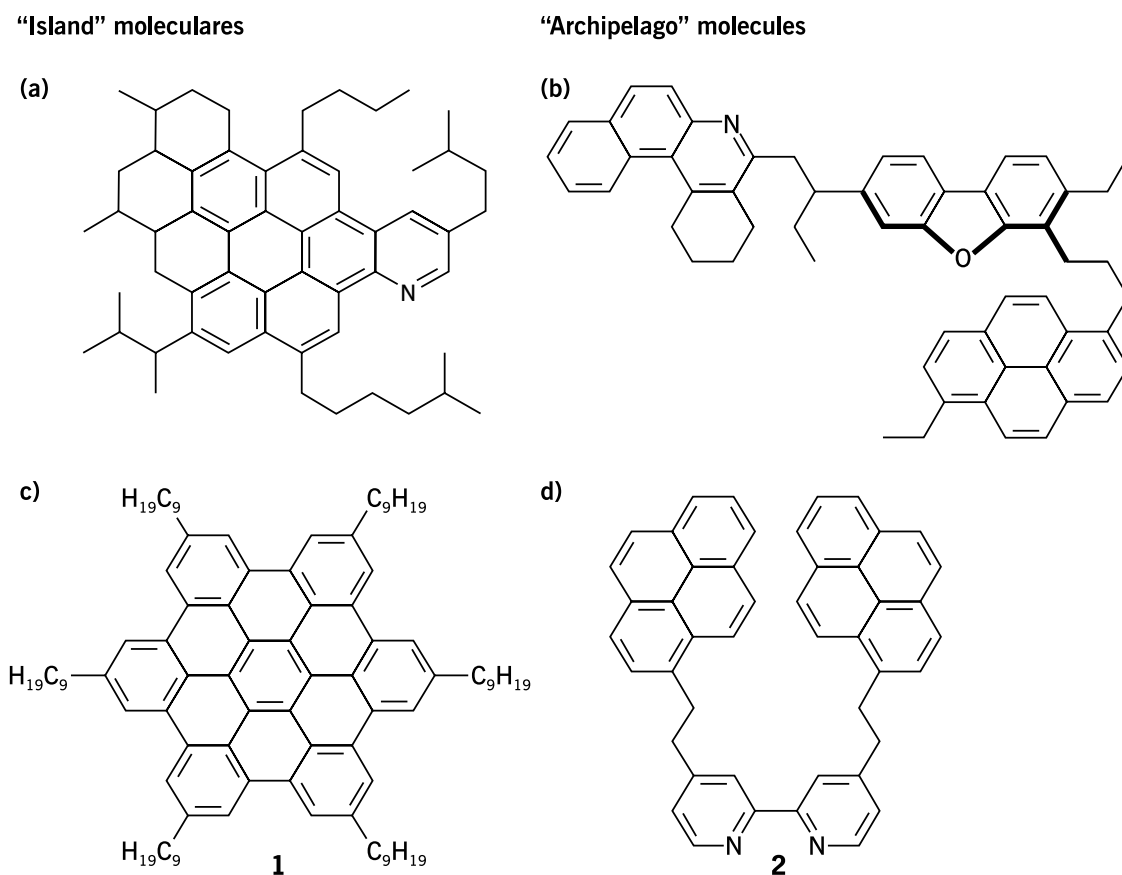
A publicação SHRP (1991) mostrou que novas técnicas de medição indicam que a massa molar média do CAP varia entre 700 e 900, muito menor do que se admitia anteriormente, o que indica uma estrutura formada por associações moleculares fracamente ligadas, denominadas microestruturas. Esse modelo estrutural classifica os compostos constituintes do CAP em

polares e não polares, ligados por forças intra e intermoleculares responsáveis pela formação de redes tridimensionais que explicam as características viscoelásticas do ligante asfáltico.

Outra forma de descrever a estrutura do asfalto é pelo método da solubilidade, que envolve a determinação da atração ou da repulsão das partículas individuais utilizando uma série de titulações.

Há também o modelo de sistema coloidal formado por asfaltenos empilhados, conhecido como estrutura de “ilha”, onde existe um núcleo poliaromático central com cadeias laterais alifáticas. Os núcleos poliaromáticos dos asfaltenos resultam no comportamento de empilhamento e formam “nanoagregados” que formam *clusters*. São dois tipos de estruturas: arquipélago, onde os anéis aromáticos encontram-se agrupados em pequenas ilhas (de no máximo três ou quatro) unidos por cadeias alquílicas e continental, onde anéis aromáticos formam um núcleo (cinco a oito anéis) contendo substituições alquílicas e naftênicas. Na figura 2.10 estão ilustrados os tipos de asfaltenos – ilha e arquipélago.

**Figura 2.10** – Tipo de asfaltenos – ilha e arquipélago



Fonte: Leite, 2019.

As propriedades reológicas dos ligantes asfálticos dependem fortemente da porcentagem e do tipo de asfalteno presente. A uma temperatura constante, a viscosidade do asfalto aumenta à medida que a concentração dos asfaltenos aumenta. No entanto, o aumento da viscosidade é maior do que o esperado quando se consideram os asfaltenos esféricos. Isto sugere que os asfaltenos podem interagir entre si e/ou com o meio de solvatação. Daí o modelo dos asfaltenos como pilhas de placas formadas por estruturas aromáticas/naftênicas em anel. A viscosidade depende da forma das partículas de asfalteno. O tamanho é importante apenas se a forma mu-

dar significativamente à medida que o tamanho aumenta. Em altas temperaturas, as ligações que mantêm os agregados de asfalto unidos são quebradas, resultando em uma alteração no tamanho e na forma dos agregados ou aglomerados. Consequentemente, a viscosidade diminui à medida que a temperatura aumenta. No entanto, à medida que o asfalto esfria, ocorrem associações entre os nanoagregados de asfalto, para produzir aglomerados (SHELL, 2015).

### 2.3.3 Processos de produção, refino, estocagem e manuseio

Quase todo o asfalto em uso hoje em dia é obtido do processamento de petróleo bruto (ou cru) em plantas especiais denominadas refinarias. Muitas refinarias são localizadas próximas a locais com transporte por água, ou são supridas por dutos a partir de terminais marítimos.

O asfalto, ou ligante asfáltico, é obtido pela destilação do petróleo bruto. O petróleo é constituído por uma variedade de hidrocarbonetos, desde os mais elementares e leves até os mais complexos e pesados, e sua composição depende da sua origem. Entre os milhares de tipos de petróleo, apenas cerca de 10% têm características para produzir ligantes asfálticos para pavimentação rodoviária.

Nas refinarias produtoras de asfalto, as unidades de destilação têm duas torres: atmosférica e a vácuo. O petróleo bruto inicialmente é destilado sob pressão atmosférica, separando as frações mais voláteis (gás, gasolina, diesel, nafta e querosene) das mais pesadas (óleos e asfalto). A seguir, as frações mais pesadas são destiladas a vácuo e o resíduo que se enquadra na especificação brasileira 19 na resolução de 2005 da ANP passa a ser classificado como CAP. Esse produto à temperatura ambiente é um semissólido de cor preta.

A escolha do petróleo que pode resultar em um asfalto dentro da especificação para uso em pavimentação é feita através de avaliação de resíduos de vácuo de petróleos. Nessa avaliação pelo menos cinco resíduos de vácuo correspondentes a diferentes temperaturas de corte são obtidos em unidades de ponto de ebulição verdadeiro (PEV) no laboratório do CENPES da Petrobras, para cada tipo de petróleo. Os resíduos são caracterizados quimicamente e quanto aos requisitos das especificações brasileiras, europeias e americanas Superpave do CAP. Em função dos resultados obtidos, pode-se estimar as características de resíduos intermediários, mais leves ou pesados, e, ainda, construir curvas de propriedades *versus* temperaturas de corte, gráficos de penetração *versus* ponto de amolecimento e penetração *versus* viscosidade a 60°C, bem como gráficos de Heukelom dos diferentes resíduos pelo *software* BR-asfaltos. Métodos mais sofisticados para auxiliar na seleção de petróleos para asfalto também são utilizados, porém, por serem de desenvolvimento próprio da Petrobras, não são divulgados pela companhia.

A comparação dos resultados com as especificações e os critérios internos da Petrobras indica se o petróleo é adequado ou não para a produção de cimentos asfálticos de petróleo e ainda a seleção das temperaturas de corte apropriadas à obtenção dos diversos tipos de CAP.

O processo de produção por refino é o conjunto de processos de separação e/ou transformação dos constituintes do petróleo. Existem diferentes processos de refino de petróleo que produzem os ligantes asfálticos. O mais antigo é o da destilação direta, que pode ser realizada em um ou dois estágios. Quando o petróleo é de base asfáltica, designado por petróleo pesado (isto é, tem muito asfalto, proporcionalmente a outras frações ou petróleos), como por exemplo os venezuelanos Boscan, Bachaquero, Lagunillas e Tia Juana, e o brasileiro Fazenda Alegre, é necessário apenas um estágio de destilação a vácuo e este processo produz um CAP de consistência adequada para a pavimentação.

Se o petróleo não é de base asfáltica, como por exemplo o Árabe Leve, processado com frequência na Refinaria Duque de Caxias (Reduc), são necessários mais estágios de destilação: atmosférica e a vácuo. Petróleos ditos intermediários são processados em dois estágios, resultando no chamado resíduo de vácuo (RV), cujas condições de pressão e temperatura, juntamente com as propriedades do petróleo, definem o atendimento às especificações para uso em pavimentação. Pode ser ainda empregada a desasfaltação por solvente quando o petróleo processado é leve ou intermediário, como é o caso do Árabe Leve na Reduc, que consiste em um processo de extração com alcanos de baixa massa molar (ex. propano/butano) do resíduo de vácuo (LEITE, 1999; SHELL, 2015).

A figura 2.11 (a, b, c, d, e, f), elaborada por Tonial e Bastos (1995), mostra os processos de refino utilizados para a produção de asfaltos, pelos métodos citados. As refinarias têm colunas ou torres de destilação que são divididas em intervalos por faixa de temperatura de obtenção dos vários cortes do petróleo (nafta, querosene, gasóleos) antes de se obter o asfalto. Daí, o asfalto ser denominado “resíduo” do petróleo, embora esse termo não se associe de forma alguma a um material sem características adequadas ao uso, mas sim ao processo de refino.

Nos últimos anos, a forma de produção de asfalto tem evoluído e, como exemplo, cita-se a tecnologia conhecida como Biturox, da empresa Porner. Combina várias matérias-primas com um processamento especial, com ligeira oxidação e modificações físicas e químicas para otimizar a proporção de resinas e asfaltenos. A tecnologia melhora a suscetibilidade térmica, tornando o asfalto mais resistente a condições climáticas extremas e com estabilidade ao envelhecimento. O Biturox tem cerca de 50 plantas no mundo, amplamente em regiões que processam óleos mais leves. Nesses casos, tais plantas dão flexibilidade ao refino, permitindo a obtenção de asfaltos de diferentes consistências para pavimentação, inclusive do tipo *multigrade* ([www.biturox.com/en.html](http://www.biturox.com/en.html)).

Quando acondicionados de maneira apropriada, o que acontece de forma geral nos tanques das refinarias, os asfaltos podem ser mantidos a elevadas temperaturas por um tempo considerável sem que sejam afetados adversamente (TONIAL, 2001; SHELL, 2015). Porém, um aquecimento a temperaturas elevadas (maiores do que 150°C), mesmo por tempos relativamente curtos (menores que um minuto, como ocorre na usinagem) pode causar um envelhecimento elevado do ligante desde que haja a presença de ar e uma espessura muito fina de asfalto. Portanto, quanto maior a temperatura, o tempo de aquecimento e menor a espessura de película asfáltica, maior será o envelhecimento do ligante. A espessura do ligante ao envolver os agregados pode ser muito fina se a relação entre o volume de ligante e a superfície específica dos agregados não for bem proporcionada.

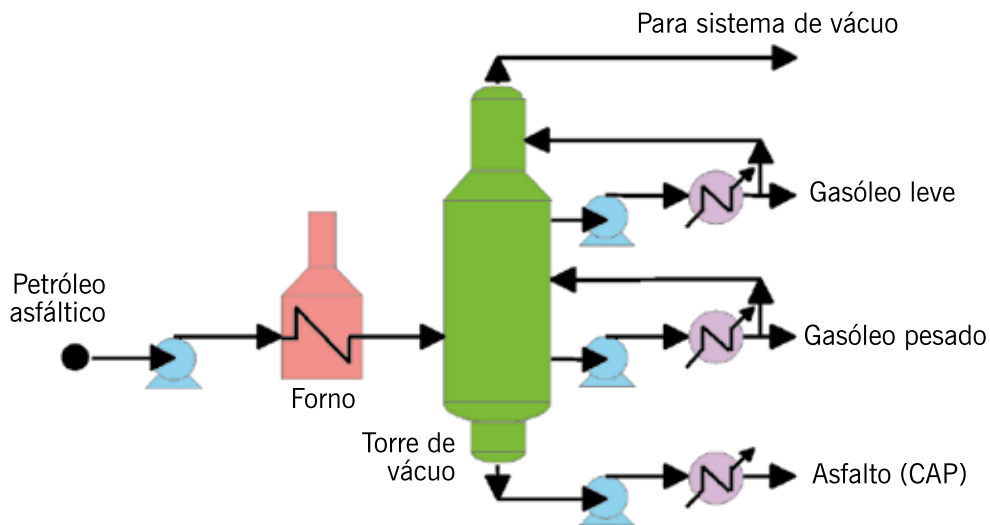
De forma a evitar um possível endurecimento e envelhecimento do ligante durante a estocagem, os tanques devem ser munidos de sensores de temperatura, posicionados na região dos aquecedores e serem removíveis para manutenção frequente. A oxidação e a perda de frações voláteis podem ocorrer pela superfície exposta sendo proporcional a essa área e à temperatura do tanque, e, portanto, os tanques verticalmente mais altos são preferíveis aos mais baixos, ou seja, a relação altura/raio do tanque circular deve ser tecnicamente a maior possível, considerando a relação área/volume de estocagem (SHELL, 2015). A recirculação de material, quando o tempo de estocagem é elevado, deve também ser feita considerando esses fatores, ou seja, a entrada no tanque não pode ser fonte de ar para o sistema, e deve ser utilizada somente de forma intermitente.

Os tanques de estocagem de CAP nas usinas de fabricação de misturas devem ter controle automático do nível de estocagem e, antes de se colocar ligante adicional no tanque, é necessá-

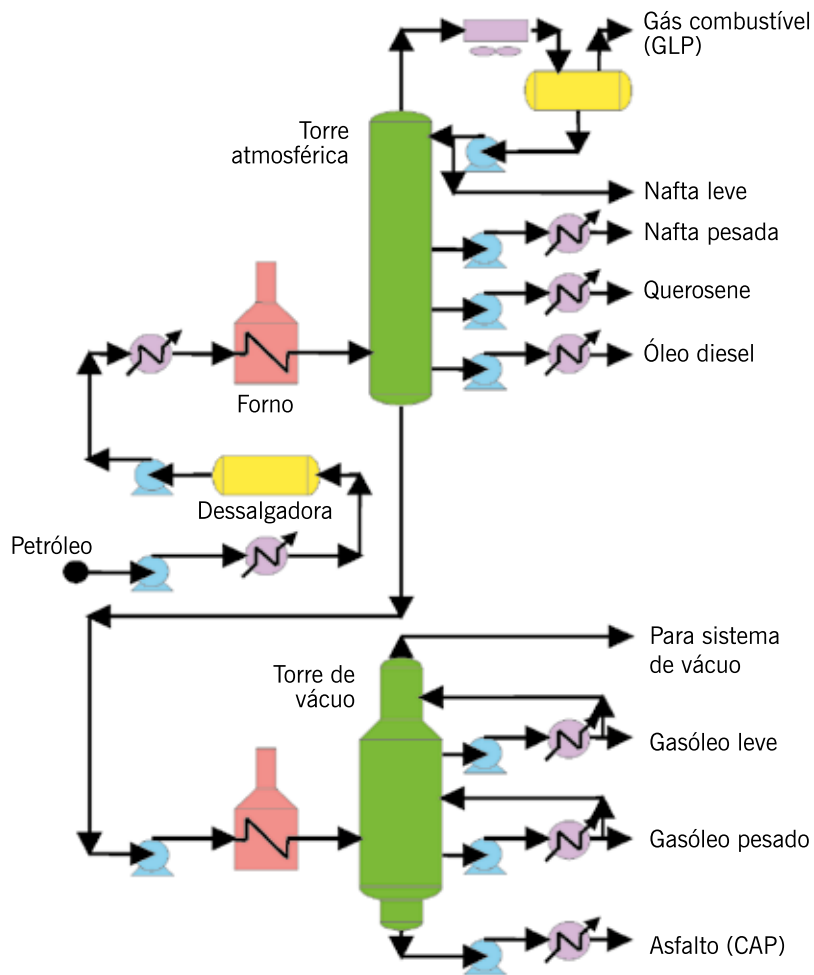
rio conferir os limites permitidos de altura de estocagem, bem como se certificar de que o tipo adicionado seja do mesmo preexistente.

O CAP deve ser sempre estocado e manuseado à temperatura mais baixa possível em relação à fluidez suficiente ao uso, considerando a viscosidade adequada para a operacionalidade das ações necessárias aos processos de mistura em linha ou transferência para os sistemas de transportes (HUNTER, 2000; SHELL, 2015).

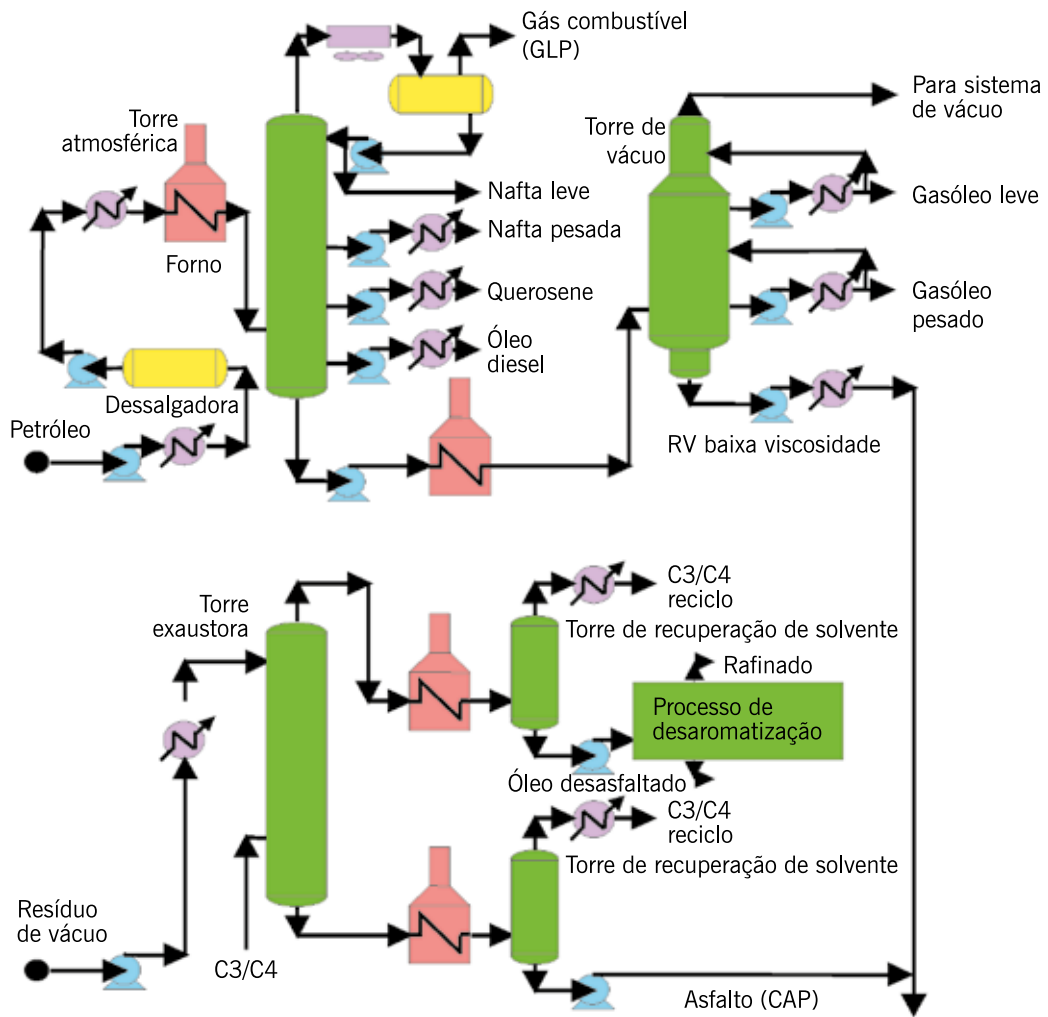
**Figura 2.11** – Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto



**(a) Esquema de produção de asfalto em um estágio**



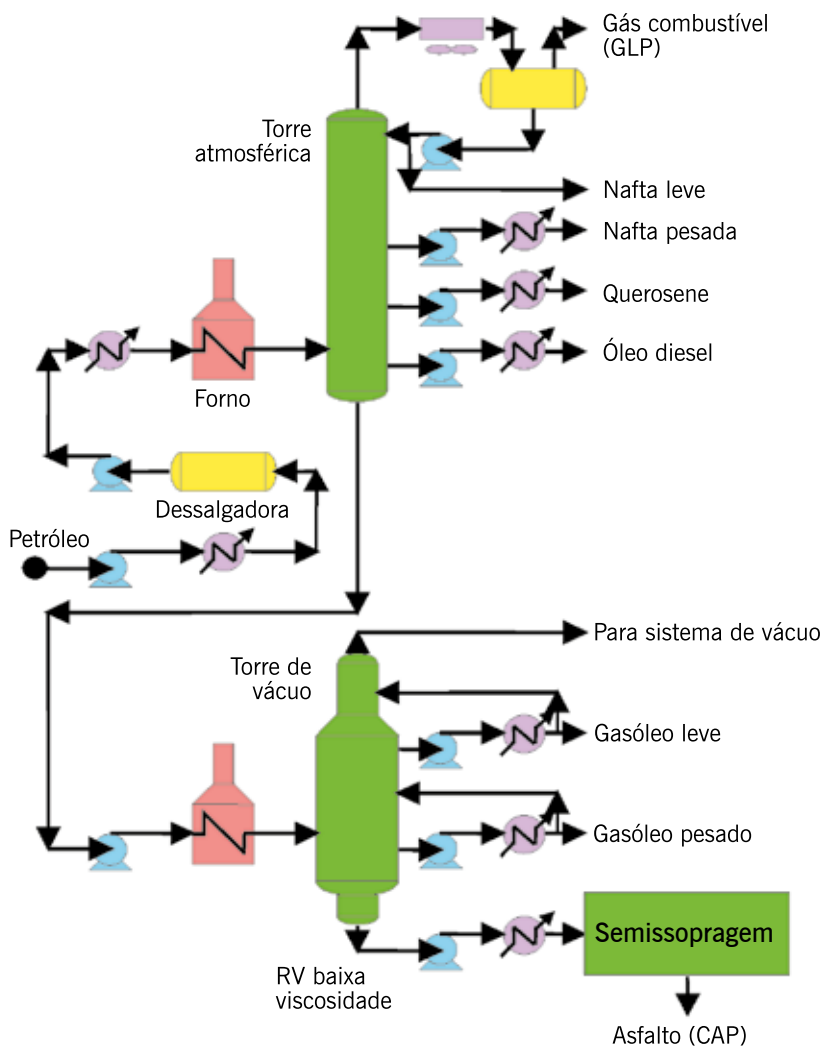
**(b) Esquema de produção de asfalto por dois estágios de destilação**



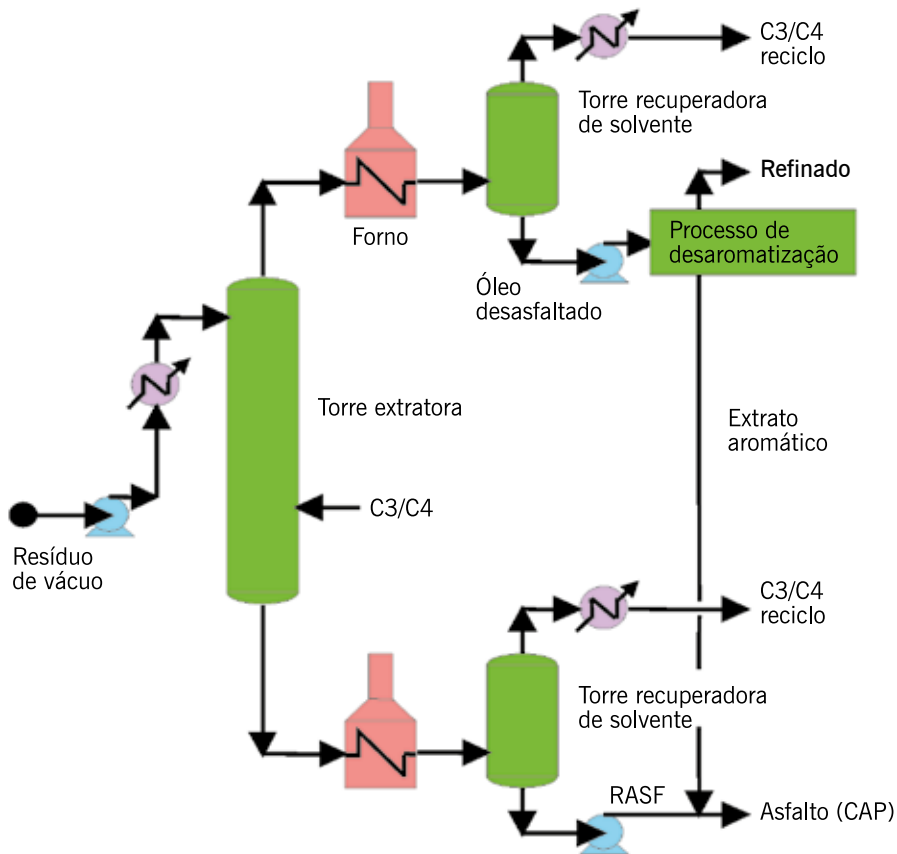
(c) Esquema de produção de asfalto por mistura de RV de alta e baixa viscosidade







**(e) Esquema de produção de asfalto por semissopragem**



**(f) Unidade de desasfaltação a propano**

Fonte: Tonial e Bastos, 1995.

Em serviço, aplicado em uma construção, o asfalto é um material inerte, e não representa risco para a saúde humana. Mas, durante seu armazenamento, transporte e aplicação, o ligante asfáltico apresenta algum risco para a saúde, devendo-se cumprir práticas adequadas de uso. Como é utilizado sempre em temperaturas altas durante o transporte, estocagem e processamento, é necessário o emprego de equipamentos especiais de proteção individual para manuseio. As emissões de vapores visíveis e fumaças começam a ser percebidas a temperaturas em torno de 150°C e são compostas de hidrocarbonetos e pequena quantidade de H<sub>2</sub>S. Essa quantidade de H<sub>2</sub>S pode se acumular em ambientes fechados, tais como o tanque de estocagem, e pode ser letal caso não haja ventilação adequada. Também pode conter pequena quantidade de compostos aromáticos policíclicos.

O ligante asfáltico tem baixa possibilidade de se incendiar e só em temperaturas muito altas, em torno de 400°C, apresentaria autocombustão. Porém, apesar do baixo risco, cuidados especiais devem ser tomados nos tanques de estocagem e no processamento. Também é necessário evitar que o CAP aquecido tenha contato com água, pois haverá grande aumento de volume resultando em espumação e até, dependendo da quantidade de água, poderá haver fervura do ligante. Essa característica tem sido explorada, em condições padronizadas, na fabricação do chamado asfalto espuma, visto mais adiante neste capítulo.

Outro modo de produzir cimento asfáltico que tem sido usado recentemente nos EUA, é pela mistura de resíduo de vácuo ou de desasfaltação de refinarias de petróleo com o resíduo de vácuo de rerrefino de óleo lubrificante usado (óleo de motor). A especificação desse resíduo de

rerrefino para ser introduzida na formulação do cimento asfáltico deve atender aos requisitos da ASTM D 8125.

### 2.3.4 Produção brasileira

A Petrobras tem sete conjuntos produtores de asfalto de petróleo no Brasil: a Refinaria Lubrificantes e Derivados do Nordeste (Ceará, Lubnor), a Refinaria Gabriel Passos (Minas Gerais, Regap), a Reduc (Rio de Janeiro), a Refinaria de Paulínia e a Refinaria Henrique Lage (São Paulo, Replan e Revap), a Refinaria Presidente Getúlio Vargas (Paraná, Repar) e a Refinaria Alberto Pasqualini (Rio Grande do Sul, Refap), além de uma unidade de exploração de xisto, localizada no Paraná, que eventualmente produz insumos para a pavimentação. Conta também com o Cenpes para desenvolvimento de produtos, acompanhamento da qualidade dos asfaltos comercializados e pesquisas conjuntas com universidades e outras instituições de pesquisa.

Para obtenção do asfalto, o petróleo é submetido ao processo de destilação fracionada. Após a remoção das frações mais leves (gasolina, querosene, gasóleo), o asfalto é obtido no fundo da torre, simplificada. Após ajuste para enquadramento numa especificação, a distribuição do asfalto é uma atividade regulamentada pela ANP, que autoriza agentes para adquirir, armazenar, aditivar, industrializar, misturar, comercializar, exercer o controle de qualidade do produto e prestar assistência técnica ao consumidor ([www.anp.gov.br](http://www.anp.gov.br)).

Os agentes de distribuição e comercialização estão representados pela Associação das Empresas Distribuidoras de Asfalto (Abeda) que tem também papel atuante na produção de conteúdo técnico, que pode ser consultado em [www.abeda.org.br](http://www.abeda.org.br).

A ANP é o órgão responsável pela normalização dos produtos asfálticos. Para os ligantes asfálticos, a Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis (IBP), criada em 1964, é responsável pelo desenvolvimento de normas de ensaios e proposição das especificações dos vários tipos de materiais asfálticos comercializados para o setor de pavimentação. Também é responsável por um seminário tradicional, denominado Encontro de Asfalto.

A atuação da Comissão de Asfalto pode ser acompanhada pela página inserida em <https://www.ibp.org.br/comissoes/asfalto/>. A Comissão de Asfalto foi criada com o objetivo de abordar os aspectos técnico-científicos associados à área de cimento asfáltico, emulsão asfáltica, asfalto diluído e misturas asfálticas, quanto à regulamentação, normalização, qualidade de produtos e serviços e aplicação. Fazem parte dessa comissão: produtores de asfalto e fabricantes de emulsões, distribuidoras, entidades normativas e regulamentadoras, órgãos federais e municipais, companhias de serviços, instituições de ensino, associações, instituições tecnológicas e de pesquisas, técnicos colaboradores.

Os tipos de ligantes asfálticos existentes no mercado brasileiro são denominados:

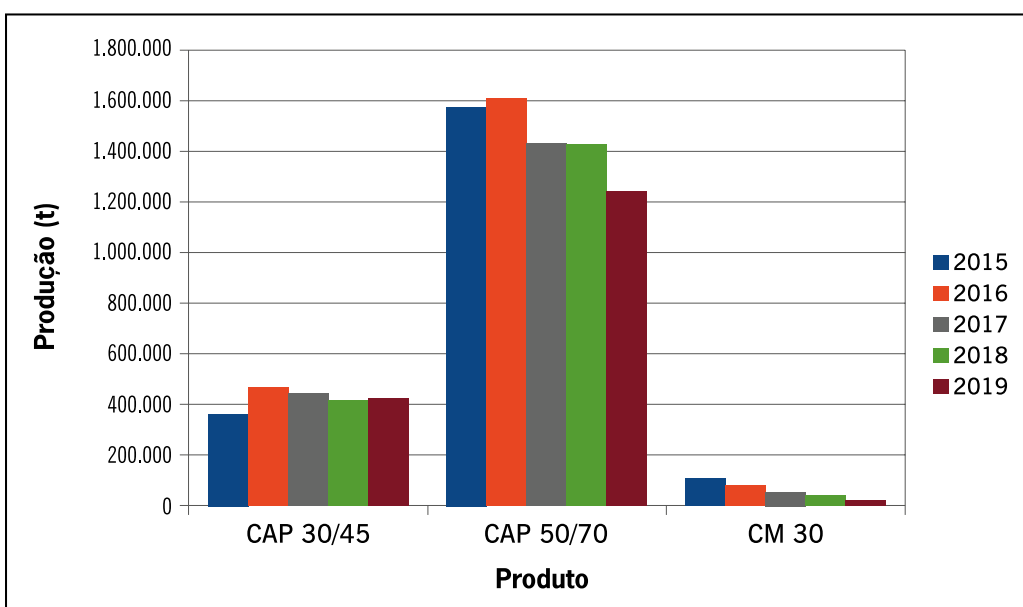
- (a) cimentos asfálticos de petróleo – CAP;
- (b) asfaltos diluídos – ADP;
- (c) emulsões asfálticas – EAP;
- (d) asfaltos oxidados ou soprados de uso industrial;
- (e) asfaltos modificados por polímero (AMP) ou por borracha de pneus (AMB);
- (f) agentes rejuvenescedores (AR e ARE).

Há, ainda, a técnica de asfalto espuma, mas que, rigorosamente, não constitui uma outra classe de material pelo tipo de modificação de curta duração que sofre o CAP convencional nessa condição como visto mais adiante neste capítulo.

O CAP é a base de praticamente todos os outros produtos e em 2014 registrou-se no país o maior consumo com mais de 3.290.000 toneladas. A variação do consumo de asfalto está intimamente ligada à condição da economia brasileira anual. A produção anual pode ser obtida na página da Abeda e em outras fontes.

Para ilustrar, indica-se na figura 2.12 as produções de ligantes asfálticos pela Petrobras, separados por tipo (CAP 50/70, CAP 30/45 e CM 30), entre os anos 2015 e 2019. Nota-se que a maior produção é do CAP 50/70, que é base para a produção de emulsão asfáltica e, também, o mais disponível nas várias refinarias.

**Figura 2.12** – Produção brasileira de cimentos asfálticos e asfalto diluído entre os anos 2015 e 2019



Produto	Produção anual (t)					Total
	2015	2016	2017	2018	2019	
CAP 30/45	365.434	467.299	446.502	417.639	423.949	2.120.824
CAP 50/70	1.576.279	1.604.201	1.431.454	1.422.581	1.240.503	7.275.019
CM 30	104.385	79.285	54.363	39.454	21.358	298.846
Total	2.046.098	2.150.785	1.932.320	1.879.674	1.685.811	9.694.688

Fonte: Petrobras, 2020.

### 2.3.5 Ensaios empíricos ou convencionais

Todas as propriedades físicas do asfalto estão associadas à sua temperatura. O modelo estrutural do ligante como uma dispersão de moléculas polares em meio não polar ajuda a entender o efeito da temperatura nos ligantes asfálticos.

Em temperaturas muito baixas, as moléculas não têm condições de se mover umas em relação às outras e a viscosidade fica muito elevada; nessa situação o ligante se comporta quase como um sólido. À medida que a temperatura aumenta, algumas moléculas começam

a se mover podendo mesmo haver um fluxo entre elas. O aumento do movimento faz baixar a viscosidade e, em temperaturas altas, o ligante se comporta como um líquido. Essa transição é reversível.

Um dos critérios mais utilizados de classificação dos ligantes é a avaliação da sua suscetibilidade térmica, por algum ensaio que meça direta ou indiretamente sua consistência ou viscosidade em diferentes temperaturas. A faixa de temperatura correspondente à transição entre sólido e líquido é influenciada pela proporção dos quatro componentes do ligante asfáltico e pela interação entre eles.

Portanto, todos os ensaios realizados para medir as propriedades físicas dos ligantes asfálticos têm temperatura especificada e alguns também definem o tempo e a velocidade de carregamento, visto que o asfalto é um material termoviscoelástico.

Para se especificar um determinado asfalto como adequado para pavimentação, classicamente se utilizam medidas simples de características físicas do ligante, pela facilidade de execução nos laboratórios de obras. As duas principais características utilizadas são: a “dureza”, medida pela penetração de uma agulha padrão na amostra de ligante, e a resistência ao fluxo, medida por ensaios de viscosidade.

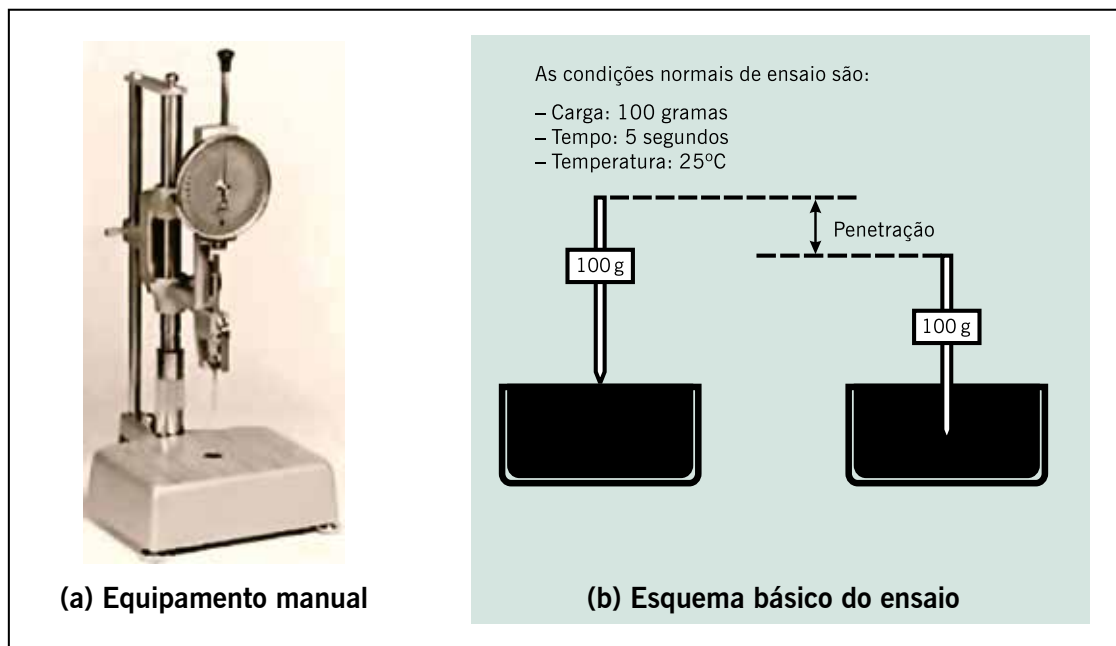
Acrescentaram-se ao longo dos anos, nas especificações, alguns outros critérios de aceitação que são associados a ensaios empíricos, que, a princípio, tentam avaliar indiretamente o desempenho futuro do ligante nas obras de pavimentação.

Os ensaios físicos dos cimentos asfálticos podem ser categorizados em: consistência, durabilidade, pureza e segurança. Porém, outros ensaios, especialmente os reológicos, se correlacionam melhor com o desempenho no campo, e passam a ser mais utilizados para qualificar o ligante e especificar classes para pavimentação, mostrados em itens a seguir.

### **Ensaio de penetração**

A penetração é a profundidade, em décimos de milímetro, em que uma agulha de massa padronizada (100 g) penetra numa amostra de volume padronizado de cimento asfáltico, por 5 s, à temperatura de 25°C. Em cada ensaio, três medidas individuais de penetração são realizadas. A média dos três valores é anotada e aceita, se a diferença entre as três não exceder um limite especificado em norma. A consistência do CAP é tanto maior quanto menor for a penetração da agulha. A norma brasileira para este ensaio é a ABNT NBR 6576. A figura 2.13 mostra o equipamento para esse ensaio e um esquema das leituras inicial e final de penetração da agulha.

**Figura 2.13** – Exemplo de equipamento manual de medida da penetração e esquema do ensaio



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

A penetração a 25°C tem sido utilizada na especificação de cimentos asfálticos em todos os países do mundo por várias décadas. A especificação de ligantes da Comunidade Econômica Europeia (EN 12591/2011), que resultou de um acordo entre os vários países participantes, define nove classes de asfalto pela penetração, desde a classe 20/30 até 250/330.

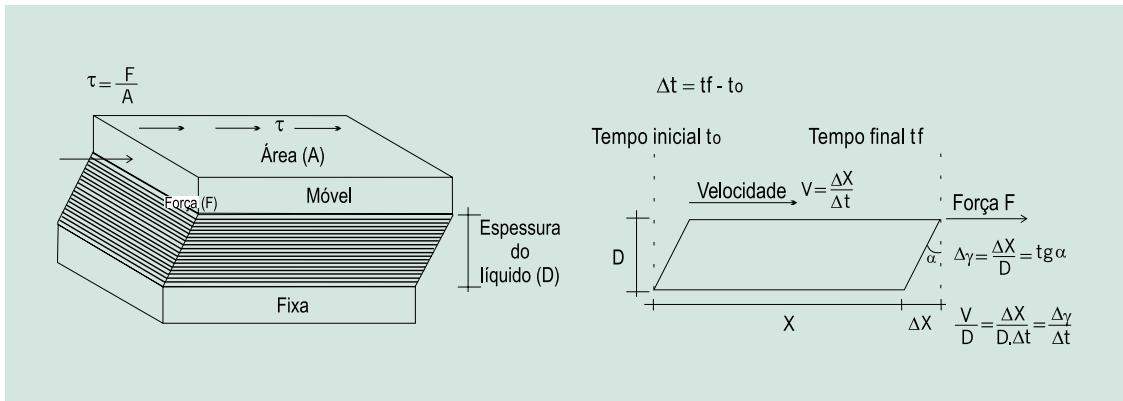
A penetração é empregada no Brasil para a classificação dos CAPs mostrada no item 2.3 deste capítulo.

### Ensaio de viscosidade

A viscosidade é uma medida da consistência do cimento asfáltico, por resistência ao escoamento. Considere-se um líquido viscoso perfeitamente aderente a duas placas paralelas de vidro, com uma distância  $D$  entre as placas, conforme esboçado na figura 2.14. Aplicando-se uma tensão tangencial na placa superior (móvel) durante um intervalo de tempo  $t$ , ela adquire uma velocidade  $V$  em relação à placa inferior (fixa). O líquido se deforma com uma velocidade de deformação  $\tau$ , onde  $\tau$  é o deslocamento  $\Delta X$  sofrido em relação à distância  $D$ . Para os chamados fluidos newtonianos vale a seguinte relação:

**Figura 2.14** – Esquema de escoamento de um fluido newtoniano

$$\tau = \eta \frac{V}{D} = \eta \frac{\Delta X}{\Delta t D} = \eta \frac{\Delta \gamma}{\Delta t} \quad (2.1)$$



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

A relação entre a tensão de cisalhamento aplicada ( $\tau$ ) e a velocidade de deformação ( $\Delta\gamma/\Delta t$ ) é chamada de coeficiente de viscosidade ou apenas viscosidade ( $\eta$ ), expressa em  $[\text{N}/\text{m}^2] / [1/\text{s}] = \text{Pa}\cdot\text{s}$ , sendo função somente da temperatura e dada por:

$$\eta = \frac{\tau}{[\Delta\gamma/\Delta t]} \quad (2.2)$$

A unidade do coeficiente de viscosidade mais utilizada é o poise ( $\text{g}/[\text{cm}\cdot\text{s}]$ ), nome dado em homenagem ao físico francês Poiseuille. O aparelho que faz a avaliação dessa propriedade, não de forma esquemática, chama-se viscosímetro de placas paralelas, no qual se pode variar  $\tau$  e, conseqüentemente,  $\Delta\gamma/\Delta t$ .

A viscosidade também pode ser medida em  $\text{m}^2/\text{s}$ , ou mais comumente em  $\text{mm}^2/\text{s}$ , unidade referida como centistoke (cSt). Trata-se, nesse caso, da viscosidade cinemática ( $\eta_c$ ) obtida a partir de tubos capilares. A viscosidade cinemática é relacionada com a viscosidade absoluta ( $\eta_a$ ) através da massa específica do material ( $\rho$ ) pela expressão (2.3):

$$\eta_c = \frac{\eta_a}{\rho} = \frac{\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) \left(\frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right) \left(\frac{1}{\text{m}^2}\right) \text{s}}{\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \quad (2.3)$$

Um viscosímetro que não apresente a facilidade para variar  $\Delta\gamma/\Delta t$  e  $\tau$  é chamado viscosímetro secundário. Um exemplo clássico é o viscosímetro capilar de Cannon-Manning. Nesse viscosímetro capilar, para a determinação da viscosidade, se media o tempo que um volume fixo do material leva para escoar em um tubo capilar, de baixo para cima, sob condição preestabelecida e controlada de temperatura e de vácuo. A viscosidade, em poise, é calculada multiplicando-se o tempo de escoamento, em segundos, pelo fator de calibração do viscosímetro (ABNT NBR 5847).

Os fabricantes calibram seus viscosímetros com um material padrão. Quando se ensaia um cimento asfáltico de viscosidade desconhecida, a tensão de cisalhamento é a mesma da utilizada quando se calibrou o viscosímetro com o material padrão (apenas tensão gravitacional atuando). A única diferença será a velocidade de deformação (taxa de cisalhamento), que é in-



versamente proporcional ao tempo requerido para passar o líquido pelo tubo ( $\eta \propto t$ ). A relação dada pela expressão (2.4) é usada para determinar a viscosidade cinemática:

$$\frac{\eta_2}{t_2} = \frac{\eta_1}{t_1} \quad \text{ou} \quad \eta_2 = t_2 \left( \frac{\eta_1}{t_1} \right) \quad (2.4)$$

Onde:

$\eta_1$  = viscosidade do material padrão;

$\eta_2$  = viscosidade do material ensaiado;

$t_1$  = tempo para o material padrão passar pelo tubo (tempo de escoamento);

$t_2$  = tempo para o material ensaiado passar pelo mesmo tubo capilar (tempo de escoamento);

$\eta_1/t_1$  = fator de calibração (constante).

Em equipamento semelhante, e com o mesmo princípio, na ausência de vácuo, mede-se também a viscosidade cinemática, com os chamados viscosímetros Cannon-Fenske, à temperatura de 135°C, suficientemente elevada de forma a tornar desnecessária a aplicação de vácuo para iniciar o deslocamento do ligante asfáltico (ABNT NBR 14756).

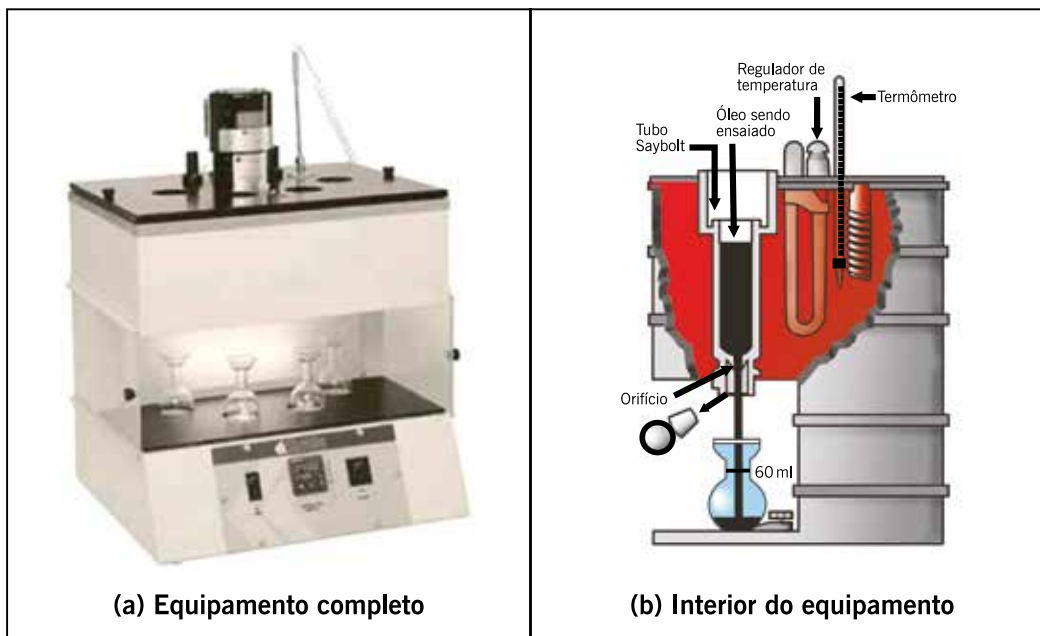
Algumas especificações no mundo, e, também, a penúltima utilizada no Brasil, que foi válida até julho de 2005, adotam ou adotavam a viscosidade absoluta a 60°C, com 300 mm de mercúrio de vácuo (Cannon-Manning) e a viscosidade cinemática a 135°C (Cannon-Fenske) para classificar os asfaltos em termos de consistência considerando as seguintes observações:

- a temperatura de 60°C para determinação da viscosidade absoluta foi escolhida por acreditar-se que expressa a máxima temperatura da superfície em concreto asfáltico de pavimentos durante o período do verão nos Estados Unidos;
- a temperatura de 135°C para determinação da viscosidade cinemática foi escolhida como representativa da temperatura de mistura e de execução usadas na construção de pavimentos de mistura asfáltica. A essa temperatura o asfalto é suficientemente líquido para fluir e não há necessidade de se aplicar vácuo.

No Brasil o viscosímetro Saybolt-Furol ilustrado na figura 2.15 (Saybolt: o inventor; e Furol: Fuel Road Oil; ASTM 102, ABNT NBR 14756) ainda é usado para ensaiar o asfalto, embora cada vez menos. Trata-se de uma medida empírica da viscosidade obtida por meio de um aparelho mais robusto para uso em campo, porém não está mais presente em nenhuma especificação americana ou europeia.

O aparelho consta, basicamente, de um tubo com formato e dimensões padronizadas, no fundo do qual fica um orifício de diâmetro  $3,15 \pm 0,02$  mm. O tubo, cheio de material a ensaiar, é colocado num recipiente com óleo (banho) com o orifício fechado. Quando o material estabiliza na temperatura exigida (25 a 170°C dependendo do material e 135°C para os cimentos asfálticos), abre-se o orifício e inicia-se a contagem do tempo. Desliga-se o cronômetro quando o líquido alcança, no frasco inferior, a marca de 60 ml. O valor da viscosidade é reportado em segundos Saybolt-Furol, abreviado como SSF, a uma dada temperatura de ensaio.

**Figura 2.15** – Exemplo de equipamento Saybolt-Furol de ensaio de viscosidade e esquema do interior do equipamento



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

Além do uso na especificação, a medida da viscosidade do ligante asfáltico tem grande importância na determinação da consistência adequada, que ele deve apresentar quando da mistura com os agregados, para proporcionar uma perfeita cobertura dos mesmos e quando de sua aplicação no campo. Para isso é necessário se obter, para cada ligante asfáltico, uma curva de viscosidade com a temperatura que permita escolher a faixa de temperatura adequada para as diversas utilizações, visto no capítulo 5.

Para se fazer essa curva viscosidade-temperatura utilizando-se qualquer um dos equipamentos descritos, é necessário empregar várias amostras, uma para cada temperatura de determinação, o que torna o processo demorado.

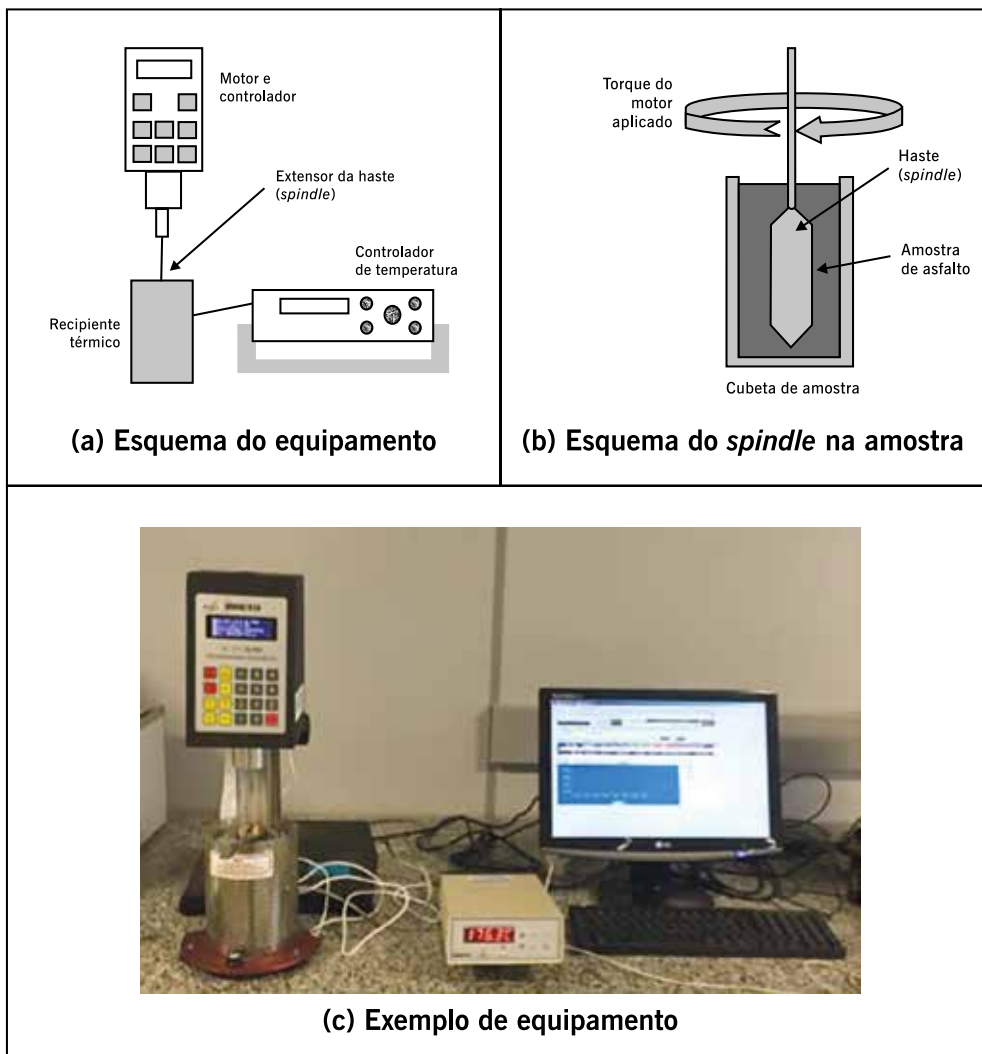
Atualmente, o viscosímetro mais empregado nos Estados Unidos, na Europa e no Brasil, para medida da viscosidade de asfaltos, é o chamado Brookfield (figura 2.16) que permite obter a curva viscosidade-temperatura em ampla faixa de determinação, com a mesma amostra. No Brasil está especificado pela norma ABNT ME 15184, que determina a chamada viscosidade rotacional.

Esse mesmo equipamento pode ser aplicado com vários tipos de hastes (*spindles*) e para cada tipo de material ou faixa de temperatura é preciso especificar por número a haste correta. Por exemplo, para asfalto-borracha o método de ensaio é ABNT 15529.

O viscosímetro rotacional permite medir as propriedades de consistência relacionadas ao bombeamento e à estocagem. E ainda obter gráfico de temperatura-viscosidade para projeto de mistura asfáltica, por meio de medida do comportamento do fluido a diferentes taxas e tensões de cisalhamento, obtidas por rotação de cilindros coaxiais que ficam mergulhados na amostra em teste (ABNT NBR 15184; ASTM D 4402). É uma medida da viscosidade dinâmica expressa em centipoise (cP).

A unidade de medida de viscosidade no sistema internacional é o pascal segundo ( $\text{Pa}\cdot\text{s} = 1 \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ ); no sistema CGS a unidade é o poise ( $P = 1 \text{ g}/\text{cm}\cdot\text{s} = 0,1 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ ). O centipoise é equivalente ao milipascal e  $1.000 \text{ cP} = 1 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ .

**Figura 2.16** – Equipamento rotacional para medida de viscosidade de asfaltos e esquemas associados



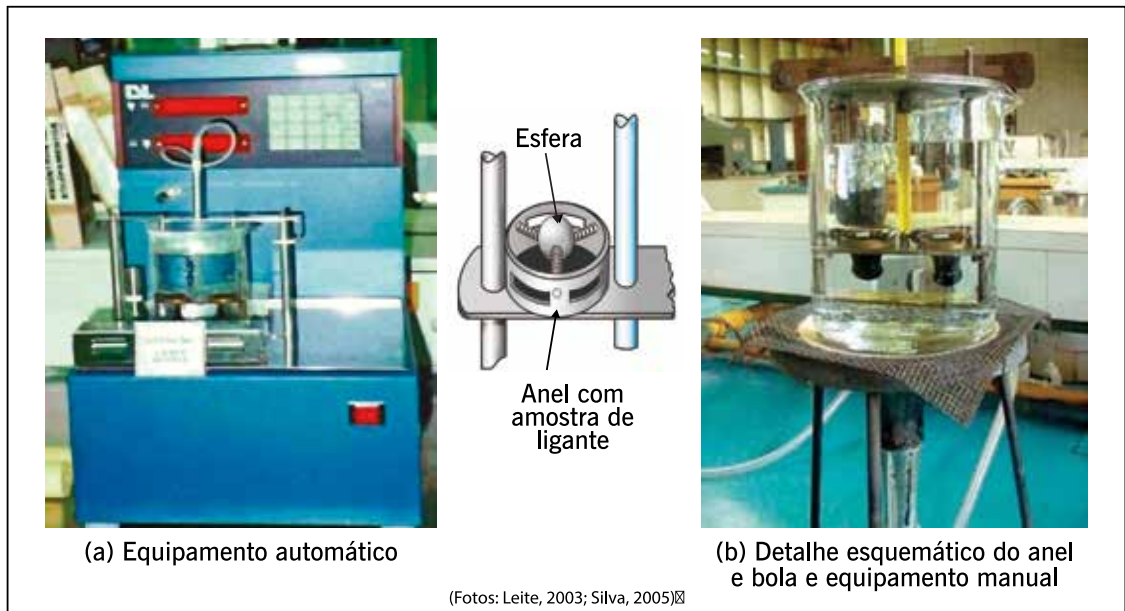
Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

### Ensaio de ponto de amolecimento

O ponto de amolecimento é uma medida empírica que correlaciona a temperatura na qual o asfalto amolece quando aquecido sob certas condições particulares e atinge uma determinada condição de escoamento. Trata-se de uma referência semelhante ao chamado ponto de fusão bastante usado na Europa. Uma bola de aço de dimensões e peso especificados é colocada no centro de uma amostra de asfalto que está confinada dentro de um anel metálico padronizado. Todo o conjunto é colocado dentro de um banho de água num béquer. O banho é aquecido a uma taxa controlada de 5°C/minuto. Quando o asfalto amolece o suficiente para não mais suportar o peso da bola, a bola e o asfalto deslocam-se em direção ao fundo do béquer. A temperatura é marcada no instante em que a mistura amolecida toca a placa do fundo do conjunto padrão de ensaio. O ensaio é conduzido com duas amostras do mesmo material. Se a diferença de temperatura entre as duas amostras exceder 2°C, o ensaio deve ser refeito. Na figura 2.17 ilustra-se o ensaio e o equipamento utilizado. Devido às condições descritas, esse ensaio é também referenciado como ensaio do anel e bola (ABNT NBR 6560). Esse ensaio é classificatório em especificações brasileira e europeia, e é empregado para estimativa de susce-

tibilidade térmica, além de também estar presente em especificações de asfaltos modificados e asfaltos soprados.

**Figura 2.17** – Equipamento automático para medida do ponto de amolecimento do asfalto e esquema do ensaio com equipamento mais simples

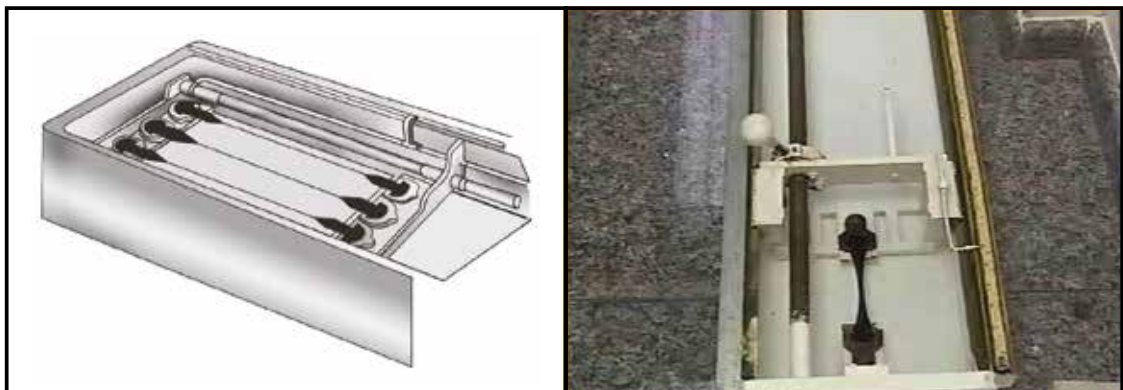


Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

### Ensaio de ductilidade

A coesão dos asfaltos é avaliada indiretamente pela medida empírica da ductilidade que é a capacidade do material de se alongar na forma de um filamento. Nesse ensaio, corpos de prova de ligantes colocados em moldes especiais (em forma de osso de cachorro ou gravata-borboleta), separados ao meio na seção diminuída do molde, são imersos em água dentro de um banho que compõe o equipamento (figura 2.18). A ductilidade é dada pelo alongamento em centímetros obtido antes da ruptura de uma amostra de CAP, na seção diminuída do molde com largura inicial de 10 mm, em banho de água a 25°C, submetida pelos dois extremos à velocidade de deformação de 5 cm/minuto (ABNT NBR 6293).

**Figura 2.18** – Esquema do ensaio de ductilidade em andamento



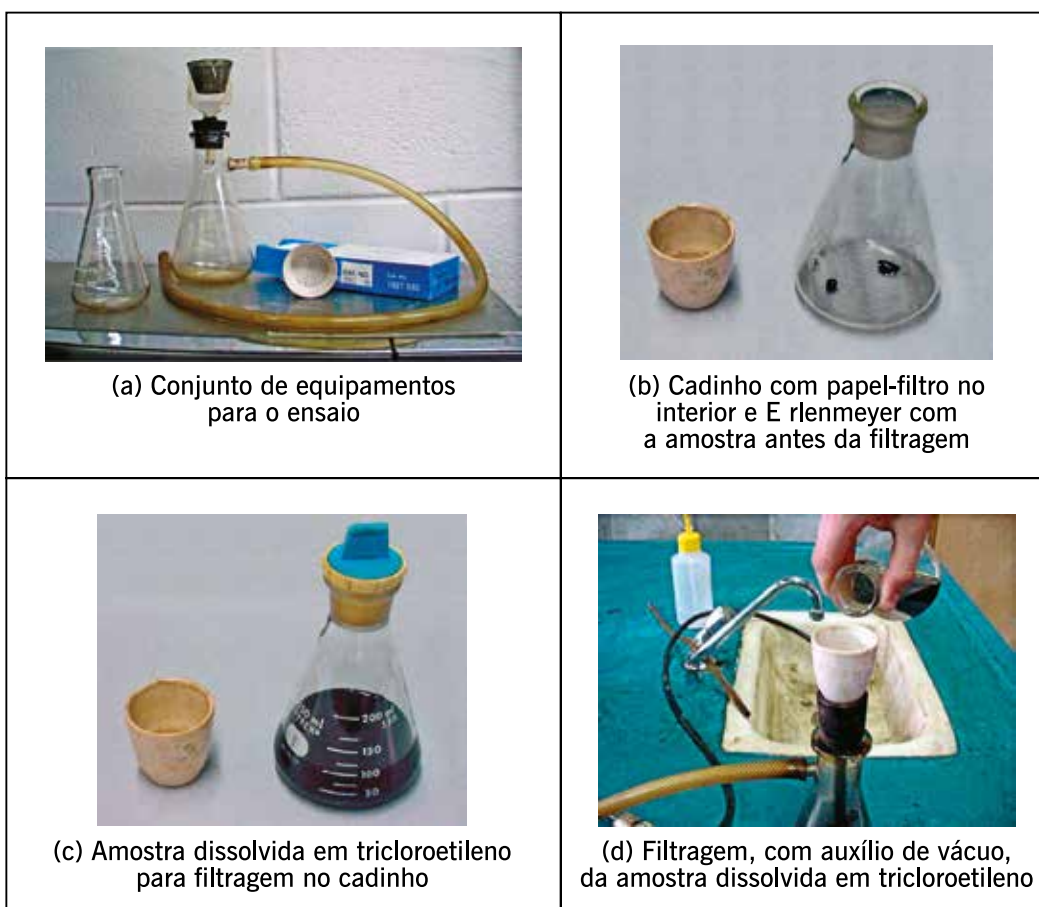
Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

## Ensaio de solubilidade

Uma amostra do asfalto é dissolvida por um solvente, sendo a seguir filtrada através de um cadinho perfurado que é montado no topo de um frasco ligado ao vácuo. A quantidade de material retido no filtro representa as impurezas no cimento asfáltico (ASTM D 2042, ABNT NBR 14855), conforme ilustrado na figura 2.19.

O ensaio de solubilidade no bissulfeto de carbono é utilizado para medir a quantidade de betume presente na amostra de asfalto. O cimento asfáltico refinado consiste, basicamente, de betume puro, que, por definição, é inteiramente solúvel em bissulfeto de carbono ( $S_2C$ ). Este ensaio é realizado para determinar o grau de pureza do asfalto (teor de betume). As especificações para asfaltos de pavimentação geralmente requerem um mínimo de 99,0% do asfalto solúvel em tricloroetileno (é mais usual uma vez que o bissulfeto de carbono é muito tóxico). A porção insolúvel é constituída de impurezas.

**Figura 2.19** – Equipamentos e arranjo experimental para o ensaio de solubilidade

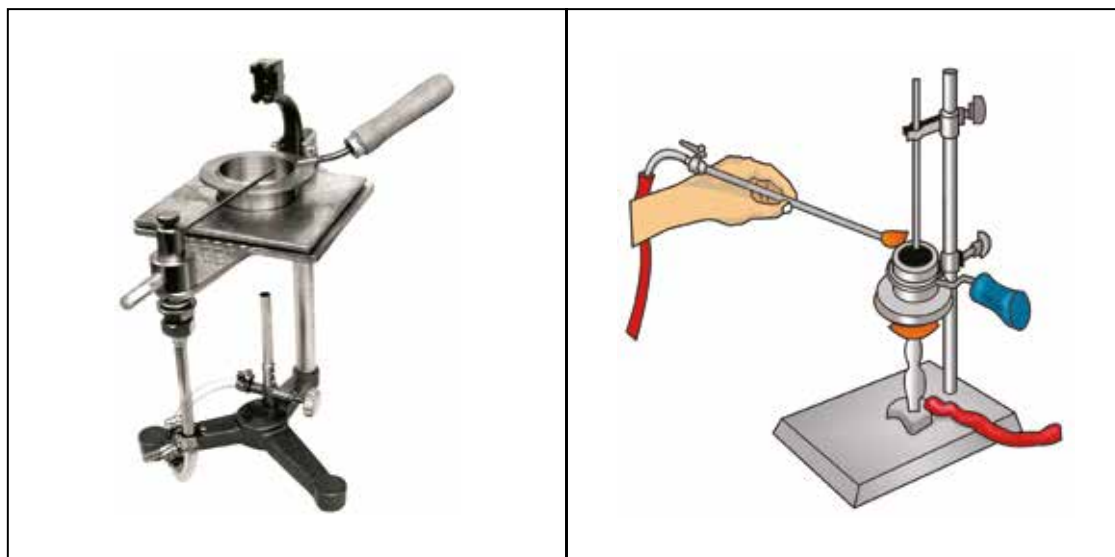


Fonte: Silva, 2005.

## Ensaio de ponto de fulgor

O ponto de fulgor é um ensaio ligado à segurança de manuseio do asfalto durante o transporte, estocagem e usinagem. Representa a menor temperatura na qual os vapores emanados durante o aquecimento do material asfáltico se inflamam por contato com uma chama padronizada. Valores de pontos de fulgor de CAP são normalmente superiores a 230°C. A figura 2.20 mostra um arranjo esquemático do ensaio e foto de equipamento utilizado para executá-lo segundo a norma ABNT NBR 11341.

**Figura 2.20** – Modelo de equipamento e esquema do ensaio de ponto de fulgor pelo vaso aberto de Cleveland



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

### Ensaio de espuma

O CAP não deve conter água porque, ao ser aquecido, pode formar espuma causando explosões visto que há dificuldade de o material liberar as bolhas de água aquecidas, que, ao forçarem a liberação, podem lançar gotículas de asfalto a longas distâncias. A presença de água no asfalto pode causar acidentes nos tanques e no transporte. Não há um ensaio determinado, mas avaliação qualitativa. A especificação brasileira de CAP vigente até julho de 2005 tem uma observação de que o ligante não pode espumar quando aquecido até 175°C. Em algumas rotas de fabricação de CAP no passado era até usado um produto antiespumante para satisfazer essa condição, dependendo do processo de refino e do petróleo.

No entanto, tem sido utilizada uma técnica chamada de asfalto espuma ou espuma de asfalto para uso em reciclagem de pavimentos que utiliza essa característica do ligante aquecido de espumar em presença de água, para, em condições controladas, provocar a espumação por jatos externos de água sobre o CAP aquecido (ver item 2.7).

### Ensaio de massa específica e densidade relativa

A massa específica do ligante asfáltico é obtida por meio de picnômetro para a determinação do volume do ligante e é definida como a relação entre a massa e o volume. A figura 2.21 apresenta as etapas do ensaio. A massa específica e a densidade relativa do CAP devem ser medidas e anotadas para uso posterior na dosagem das misturas asfálticas. Os ligantes têm em geral massa específica entre 1 e 1,02 g/cm<sup>3</sup>.

O ensaio é realizado de acordo com a norma ABNT NBR 6296. A densidade relativa é a razão da massa específica do asfalto a 20°C pela massa específica da água a 4°C, que é de aproximadamente 1 g/cm<sup>3</sup>. A finalidade é a conversão de massas em volumes durante os cálculos de determinação do teor de projeto de ligante numa mistura asfáltica.

**Figura 2.21** – Etapas do ensaio de massa específica do ligante



Fonte: Silva, 2005.

### Ensaio de ponto de ruptura Fraass

Em 1937 o pesquisador Fraass propôs um método de ensaio para qualificar o asfalto sob condição de temperaturas negativas, que consiste, basicamente, em buscar determinar a temperatura que leva o ligante a uma rigidez crítica que resulta em trincamento. A fragilidade a temperaturas baixas de serviço poderá ser requerida para satisfazer as condições regionais nos países em que ocorram temperaturas extremamente baixas. Muitos países que têm invernos muito rigorosos como, por exemplo, Canadá, Finlândia, Noruega, Alemanha e Suécia, têm valores de “temperatura Fraass” nas especificações de asfaltos.

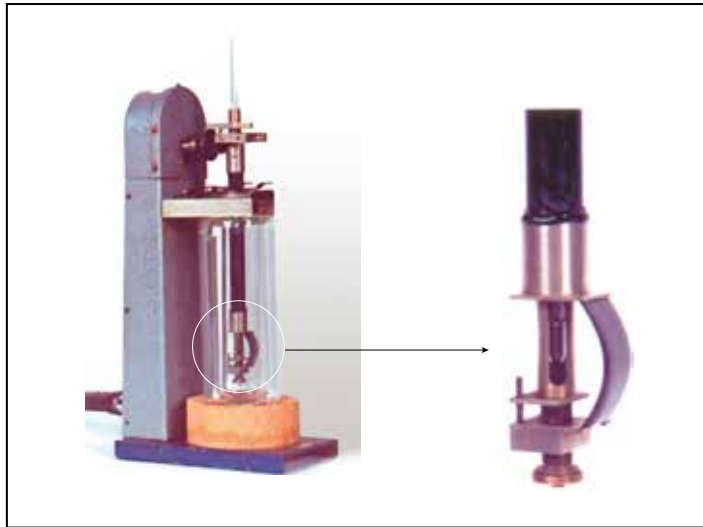
É a temperatura na qual o CAP, quando submetido à flexão, tende mais pronunciadamente a romper do que a fluir. No ensaio, uma placa de aço de 41 mm × 20 mm, revestida de uma fina camada de CAP, flexionada sob condições padronizadas, é submetida a temperaturas decrescentes. O ponto de ruptura é a temperatura em que aparece a primeira fissura na película de CAP. Esse ensaio mede a temperatura mínima na qual o material resiste à flexão. Tem sido também utilizado nas especificações de asfaltos modificados por polímero. A figura 2.22 mos-

tra um equipamento empregado para a realização desse ensaio. A Comunidade Europeia tem a norma EN 12593 para a medida da temperatura Fraass.

Devido às nossas condições climáticas, não há norma brasileira para esse ensaio.

A temperatura Fraass pode ser estimada pelo ensaio de penetração admitindo-se que haja uma correspondência com a penetração de 1,25.

**Figura 2.22** – Equipamento de ensaio de ponto de ruptura Fraass



Fonte: Cenpes, 2010.

### Suscetibilidade térmica

A suscetibilidade térmica indica a sensibilidade da consistência dos ligantes asfálticos à variação de temperatura. Trata-se de uma propriedade importante dos ligantes asfálticos uma vez que, se eles forem muito suscetíveis à variação de estado ou de propriedades frente à variação de temperatura, não serão desejáveis na pavimentação. É desejável que o ligante asfáltico apresente variações pequenas de propriedades mecânicas, nas temperaturas de serviço dos revestimentos, para evitar grandes alterações de comportamento frente às variações da temperatura ambiente.

Diferentes abordagens podem ser usadas para se determinar a suscetibilidade térmica dos ligantes. Normalmente tem-se calculado para essa finalidade o Índice de Suscetibilidade Térmica ou Índice de Penetração. Pelo procedimento proposto em 1936 por Pfeiffer e Van Doormaal esse índice é determinado a partir do ponto de amolecimento (PA) do CAP e de sua penetração a 25°C, incluindo-se a hipótese de que a penetração do CAP no seu PA é de 800 (0,1 mm). Muitos autores têm reportado que a penetração de um grande número de CAPs no seu PA pode diferir consideravelmente de 800, principalmente nos casos de CAPs com altos valores de PA. Portanto, é prudente medir-se a penetração em alguma outra temperatura em adição à medida a 25°C, em vez de admitir a hipótese mencionada. Os pontos correspondentes ao logaritmo da penetração pela respectiva temperatura do ensaio, sendo que as penetrações são determinadas em duas temperaturas diferentes, são plotados, fornecendo uma reta como resultado. O coeficiente angular da reta  $\alpha$  é dado por:

$$\tan \alpha = \frac{\log(P_{T_1}) - \log(P_{T_2})}{T_1 - T_2} \quad (2.5)$$



Onde:

$P_{Ti}$  = penetração em 0,1 mm medida à temperatura de ensaio;

$T_i$  = temperatura de ensaio (°C).

A seguinte relação empírica é utilizada para determinar o índice de suscetibilidade térmica ou índice de penetração ( $IP$ ):

$$IP = \frac{20 - (\tan \alpha)}{1 + 50(\tan \alpha)} \quad (2.6)$$

Como exemplo, considere a penetração de um CAP a 25°C como 120 (0,1 mm) e a 4,4°C como 10 (0,1 mm). O valor do  $IP$  será:

$$\tan \alpha = \frac{\log(120) - \log(10)}{25 - 4,4} = 0,052 \Rightarrow IP = \frac{20 - 500(0,052)}{1 + 50(0,052)} = -1,67 \quad (2.7)$$

Quanto menor o  $IP$  de um cimento asfáltico, em valor absoluto, menor será a sua suscetibilidade térmica. A norma brasileira que classifica os CAPs estabelece uma faixa admissível para o  $IP$  entre (-1,5) e (+0,7) – item 2.4 deste capítulo.

A maioria dos cimentos asfálticos tem um  $IP$  entre (-1,5) e (0). Valores maiores que (+1) indicam asfaltos oxidados (pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços em temperaturas mais baixas); valores menores que (-2) indicam asfaltos muito sensíveis à temperatura.

Assumindo a hipótese da penetração ( $P$ ) de qualquer CAP à temperatura correspondente ao PA ser próxima de 800 (0,1 mm), conforme Pfeiffer e Van Doormaal, a suscetibilidade térmica é definida a partir da expressão (2.8), que é a forma de estimativa da suscetibilidade térmica dos ligantes que consta da especificação brasileira de CAP:

$$IP = \frac{20 - 500(\tan \alpha)}{1 + 50(\tan \alpha)} = \frac{500 \log(P) + 20 PA - 1951}{120 - 50 \log(P) + PA} \quad (2.8)$$

Sendo:

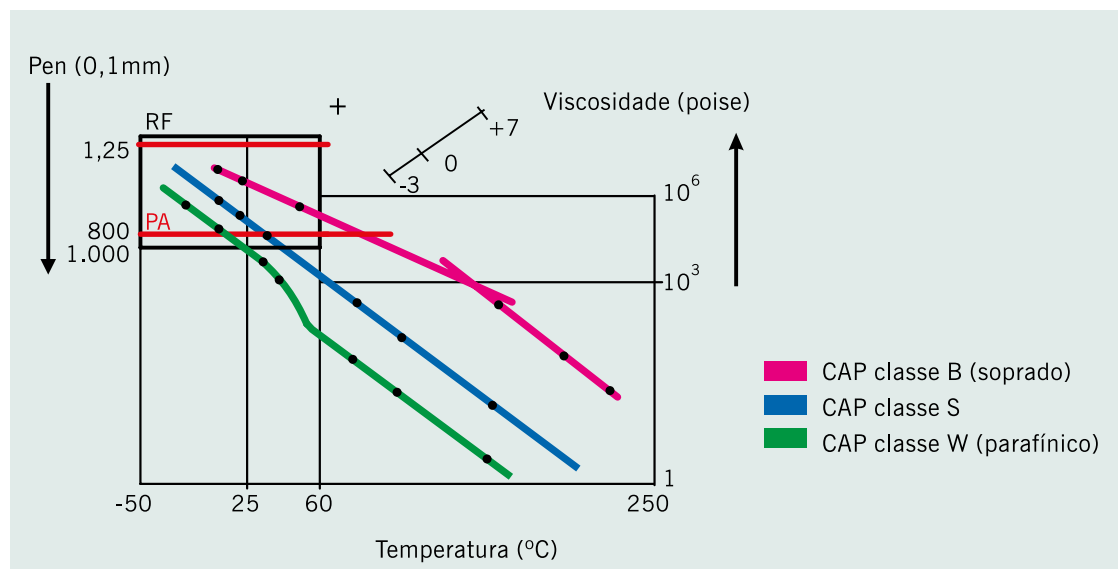
$$\tan \alpha = \frac{\log(800) - \log(P)}{PA - 25} \quad (2.9)$$

Outra forma de se avaliar as mudanças físicas dos ligantes com a temperatura é utilizando um gráfico especial conhecido como *bitumen test data chart* (BTDC) ou gráfico de Heukelom (1969), cuja característica principal é combinar os dados de penetração, PA e viscosidade num mesmo espaço, de forma que, combinando escalas escolhidas especialmente, seja possível avaliar se o ligante será adequado para uso em pavimentação, sob o ponto de vista da trabalhabilidade e da capacidade de envolver os agregados. Também permite a escolha da faixa de temperatura a ser empregada na mistura com os agregados e na compactação. Na figura 2.23 é mostrado um exemplo esquemático desse gráfico, com várias possibilidades de resultados de ensaios ilustrando os tipos adequados e não adequados para pavimentação, segundo esse critério. Para desenhar esse gráfico são necessárias escalas especiais; uma escala linear horizontal de temperatura e duas escalas verticais, sendo uma para plotar a penetração (logarítmica) e outra para a viscosidade (escala especial ajustada), especialmente desenhadas para esse fim.

Sob algumas condições, admite-se que todos os ligantes teriam penetração de 800 (0,1 mm) e viscosidade de 1.200 Pa.s à temperatura correspondente ao ponto de amolecimento, o que pode não ser verdadeiro para todos os ligantes, já comentado. A avaliação da suscetibilidade térmica do ligante pelo gráfico de Heukelom é mais adequada do que pelo  $IP$  calculado pela penetração a 25°C e PA, segundo vários autores (por ex. SHELL, 2015).

Pelo gráfico BTDC é possível distinguir três tipos ou classes de ligantes asfálticos, conforme esboçado na figura 2.23, classe S, classe B e classe W. O grupo designado como classe S (S de *straight line* – linha reta) representa os asfaltos de diferentes origens, com quantidade limitada de parafina e que terão a suscetibilidade térmica expressa por inclinações variáveis dessa reta, mas que podem ter suas características da viscosidade variando com a temperatura, obtidas pelo ponto de amolecimento e penetração somente. Representam asfaltos adequados para pavimentação.

**Figura 2.23** – Exemplo esquemático de gráfico de Heukelom para classificação de ligantes asfálticos (BTDC)



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

Os asfaltos classe B (*blown* – soprado) apresentam curvas no gráfico BTDC que são duas retas concorrentes, indicando que as propriedades nas temperaturas altas não variam na mesma proporção do que nas baixas. Nesse caso, é necessária a realização de ensaios de penetração, PA e viscosidade em duas temperaturas para conhecer adequadamente o comportamento do ligante em ampla faixa de temperatura.

Os asfaltos da classe W (*waxy* – parafínico) também apresentam duas curvas no gráfico BTDC, porém que têm inclinações parecidas, embora não alinhadas numa mesma posição do gráfico pela influência do comportamento diferenciado da parafina nas condições de baixas e de altas temperaturas.

Outra maneira de verificar o efeito das parafinas no ligante foi desenvolvida pela Shell em 1989. A definição do cimento asfáltico tipo S, considerado bom para pavimentação, foi ligeiramente alterada da tradicional linha reta onde as retas de penetração *versus* temperatura e viscosidade *versus* temperatura são coincidentes. Por razões práticas o seguinte critério é usado para classificar os cimentos asfálticos em tipo S ou tipo W (*wax*):

$$\Delta T = (T_{13.000P} - T_{PA})^{\circ}C \quad (2.10)$$

Onde:

$T_{13.000P}$  = temperatura cuja viscosidade é 13.000 P;

$T_{PA}$  = temperatura de PA.

Critério:

$$\Delta T \leq 8^{\circ}\text{C} \quad (2.11)$$

Se o parâmetro  $\Delta T$  da expressão 2.11 for atendido, o CAP apresenta comportamento tipo S, caso contrário apresenta comportamento tipo W. Esse parâmetro tem correlação com o teor de parafinas cristalizáveis, determinado pelo *differential scanning calorimetry* (DSC).

### 2.3.6 Especificações brasileiras baseadas em ensaios empíricos

A penúltima especificação brasileira de CAP, vigente de 1992 até julho de 2005, separava em duas famílias de ligantes, os especificados por penetração e os especificados pela viscosidade absoluta, considerando requisitos para esses parâmetros e para outros ensaios físicos entre os descritos no item anterior. Até 2005 então, estavam vigentes no país duas especificações de CAP: uma por penetração e outra por viscosidade. Por viscosidade os asfaltos brasileiros eram subdivididos em três grupos: CAP 7, CAP 20 e CAP 40, sendo esses números associados ao início da faixa de viscosidade de cada classe. Por penetração, havia quatro classes de asfalto: CAP 30-45, CAP 50-60, CAP 85-100 e CAP 150-200, sendo esses números associados à faixa de penetração obtida no ensaio. Os intervalos entre as classes foram criados somente para resolver a questão comercial dos preços de cada uma delas.

Em julho de 2005 foi aprovada pela ANP uma especificação de CAP para todo o Brasil, em substituição às duas anteriores citadas. Essa nova especificação baseia-se na penetração e nos ensaios vistos no item 2.2 e está apresentada na tabela 2.1. Essa mesma especificação foi adotada pelo DNIT pela especificação de material DNIT EM 095/2006.

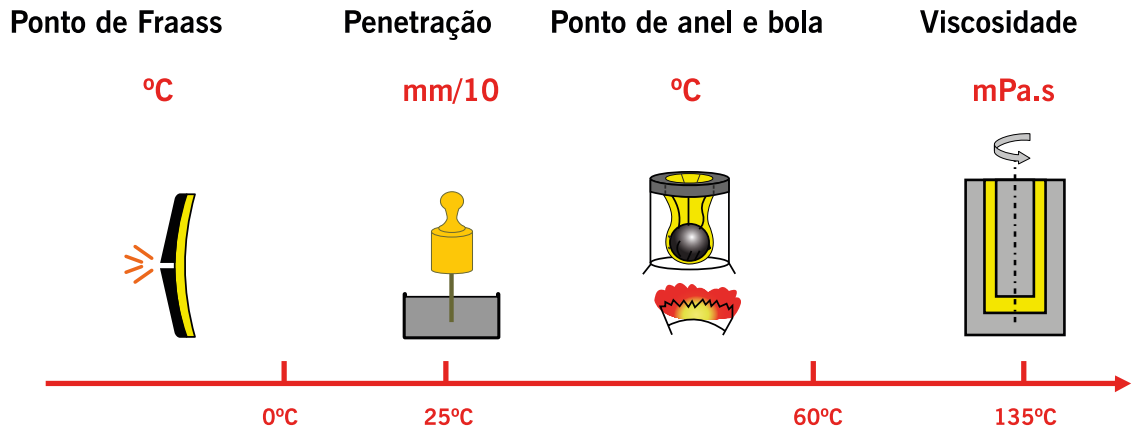
A especificação de CAP da Comunidade Europeia, acordada entre os países membros em 2011, com as exigências para asfaltos para pavimentação, são apresentadas na especificação EN 12591, que se baseia nos ensaios convencionais, classificam por penetração, e os respectivos valores admissíveis podem ser acrescidos de exigências adicionais em cada país membro da Comunidade Econômica Europeia (CEE). Algumas exigências adicionais são quanto ao índice de penetração, viscosidade dinâmica a 60°C, ponto de ruptura Fraass e viscosidade cinemática a 135°C.

Leite e Motta (2019) apresentam um balanço da evolução das especificações de ligantes asfálticos na Europa e a tendência de mudanças para especificações reológicas. Também comentam a situação em vários países de outros continentes. O comitê europeu de normalização para ligantes betuminosos, CEN TC-336, estava definindo um novo modelo de especificação mais adaptado à realidade local. O processo de revisão da norma EN 12591, “Betumes e ligantes betuminosos. Especificações de betumes para pavimentação”, começou em janeiro de 2015 e o resultado foi submetido à votação em 2017, sendo aprovada pelos membros, mas, por exemplo, Portugal ainda não adotou essa nova versão, que ainda continua com os ensaios tradicionais, embora traga nos anexos referências a ensaios reológicos a reportar.

Mena e Carvalho (2019) fazem uma análise sobre a motivação da mudança para uma especificação por desempenho tendo em vista as limitações dos ensaios tradicionais. Informam que existe uma diretiva da Comissão Europeia obrigando a desenvolver especificações baseadas no desempenho dos produtos. Os equipamentos para ensaios baseados no desempenho, mais interessantes, são o reômetro DSR e o de viga BBR, que serão apresentados mais adiante neste capítulo, utilizados nas especificações americanas Superpave e, frequentemente, já utilizados em investigações sobre ligantes nos vários países europeus.

Na figura 2.24, esquematicamente, estão representados os ensaios clássicos que fazem parte dessas especificações e mostram a preocupação de avaliar as características físicas do CAP em uma gama variada de temperaturas, sendo os limites estabelecidos para cada ensaio, em cada classe, de forma empírica.

**Figura 2.24** – Métodos de medidas da consistência do CAP em diferentes temperaturas



Fonte: Alves, 2011.

As especificações empíricas de cimentos asfálticos, baseadas em viscosidade ou penetração, são limitadas para caracterizar completamente os ligantes para uso rodoviário, especialmente empregados em misturas densas a quente, tipo concreto asfáltico. Há todo um conjunto de novos ensaios que permite verificar melhor as características dos ligantes asfálticos, como mostrado ainda neste capítulo.

Muitos autores discutem algumas limitações das especificações por penetração e comentam como muitos países estão migrando para outros tipos de ensaios mais reológicos para classificar os ligantes asfálticos. A busca por ensaios menos empíricos e que tenham correlação com o desempenho no campo tem mudado o panorama das especificações dos CAPs. O uso do ligante asfáltico nos diversos tipos de revestimento deve se basear em suas propriedades mecânicas e na maneira como essas propriedades dependem do tempo de carregamento e da temperatura.

Os asfaltos podem ser fabricados em uma variedade de classes com diferentes propriedades mecânicas para atender às demandas de aplicações rodoviárias e industriais. Para o engenheiro de pavimentação, é importante definir as propriedades mecânicas das classes de CAP em termos análogos aos parâmetros utilizados para as misturas asfálticas. Portanto, a mudança das especificações é fundamental. Também é preciso considerar que o uso de asfaltos modificados por polímeros e outros aditivos, não podem ser avaliados adequadamente pelos ensaios tradicionais, e a evolução para ensaios reológicos pode facilitar para unificar as especificações de forma geral.

Mais à frente, neste capítulo, são apresentados os novos ensaios que permitem esta análise mais reológica, que pode ser aplicada a todos os tipos de cimento asfáltico, convencional ou modificado.

**TABELA 2.1 – ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA VIGENTE DE CAP**

Características	Unidade	Limites				Métodos	
		CAP 30-45	CAP 50-70	CAP 85-100	CAP 150-200	ABNT	ASTM
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	30 a 45	50 a 70	85 a 100	150 a 200	NBR 6576	D 5
PA, mínimo	°C	52	46	43	37	NBR 6560	D 36
<b>Viscosidade Saybolt-Furol</b>							
a 135°C, mínimo	s	192	141	110	80	NBR 14950	E 102
a 150°C, mínimo		90	50	43	36		
a 177°C		40 a 150	30 a 150	15 a 60	15 a 60		
<b>Viscosidade Brookfield</b>							
a 135°C, mínimo SP 21, 20 rpm, mínimo	cP	374	274	214	155	NBR 15184	D 4402
a 150°C, mínimo		203	112	97	81		
a 177°C, SP 21		76 a 285	57 a 285	28 a 114	28 a 114		
Índice de suscetibilidade térmica		(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	–	–
Ponto de fulgor, mínimo	°C	235	235	235	235	NBR 11341	D 92
Solubilidade em tricloroetileno, mínimo	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	NBR 14855	D 2042
Dutilidade a 25°C, mínimo	cm	60	60	100	100	NBR 6293	D 113
<b>Efeito do calor e do ar a 163°C por 85 minutos</b>							
Varição em massa, máx.	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5		D 2872
Dutilidade a 25°C, mínimo	cm	10	20	50	50	NBR 6293	D 113
Aumento do PA, máximo	°C	8	8	8	8	NBR 6560	D 36
Penetração retida, mínimo (*)	%	60	55	55	50	NBR 6576	D 5

\* Relação entre a penetração após o efeito do calor e do ar em estufa RTFOT e a penetração original, antes do ensaio do efeito do calor e do ar.

Fonte: ANP, 2005.

### 2.3.7 Ensaios físico-químicos

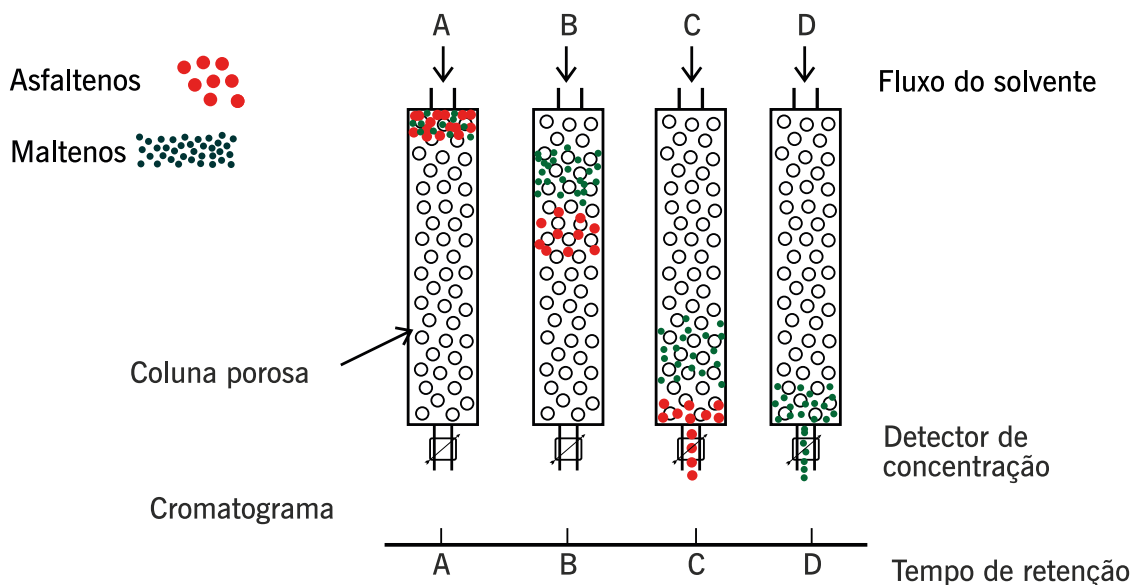
#### Cromatografia de permeação em gel (GPC)

A GPC é uma técnica utilizada para analisar a composição do asfalto por distribuição de tamanho molecular (figura 2.25). Nesse método, o ligante asfáltico é dissolvido em um solvente (THF – tetra-hidrofurano) e injetado no cromatógrafo, técnica usual na Petrobras, embora outros solventes possam ser utilizados. A amostra injetada passa por uma série de colunas que sepa-

ram o ligante em frações baseadas no tamanho molecular. A fração do ligante com alto peso/tamanho molecular tem menor tempo de retenção, ou seja, é a primeira a sair e a passar pelo sistema de detecção. Já a fração com as partículas de menor peso/tamanho molecular ficam retidas dentro dos poros das colunas, apresentando maior tempo de retenção. O cromatograma é dividido em três áreas, cada uma com seu tempo de retenção: alta massa molar (AMM), média massa molar (MMM) e por último o baixa massa molar (BMM). A primeira terça parte que é eluída são os compostos de AMMs, logo em seguida apontam as estruturas de MMM e finalmente por último a faixa dos compostos de BMM. Essa distribuição do tamanho molecular pode ter um efeito significativo sobre as propriedades físicas do ligante como a viscosidade, a penetração, a suscetibilidade à temperatura (LEITE e CAMILLO, 1988; LEITE *et al.*, 1989; MORAES, 2014; CRAVO, 2016).

Lucena *et al.* (2005) avaliaram por essa técnica asfaltos brasileiros puros e modificados por polímero SBS, com o propósito de caracterizar quimicamente asfaltos produzidos em refinarias brasileiras oriundos de diferentes fontes e processos de refino. Visaram estabelecer correlações entre os resultados obtidos a partir dessa técnica com as propriedades reológicas dos ligantes. Os cromatogramas das várias amostras apresentaram grande dispersão de pesos moleculares, dividindo-se em três faixas de pesos moleculares (alta, média e baixa). Foi observado que asfaltos de origens e processos de refino distintos mostraram diferentes distribuição de pesos moleculares, tornando possível a caracterização destes a partir dos teores de alto peso molecular. A presença do SBS contribuiu para elevar a proporção de alto peso molecular. Comparando-se os resultados da GPC e a viscosidade das amostras, observou-se boa correlação, mostrando acréscimo da viscosidade com aumento de compostos de alto peso molecular. Com o parâmetro de deformação permanente ( $G^*/\text{sen}\delta$ ), no entanto, não se observou uma correlação bem definida nas amostras dos CAPs em estudo.

Figura 2.25 – Esquema de uma GPC



Fonte: Leite *et al.*, 1989.

## Ressonância magnética nuclear (RMN)

A técnica de RMN é uma forma de espectroscopia de absorção. Sob condições apropriadas em um campo magnético, uma amostra pode absorver radiação eletromagnética na radiofrequência (RF).

A espectroscopia de ressonância magnética nuclear de prótons ( $^1\text{H}$  NMR) e de carbono  $^{13}\text{C}$  NMR surgiu como uma ferramenta imprescindível para a caracterização estrutural do ligante asfáltico. A RMN é um método espectroscópico. Submetida a um campo magnético intenso (na faixa de sete a 22 teslas), uma amostra pode absorver radiação na região de RF, levando à absorção de energia pelos isótopos magneticamente ativos de um material. Assim, o espectro de RMN pode dar informações sobre o número de átomos magneticamente distintos (não equivalentes) do isótopo analisado e sobre o ambiente que o circunda. O método não requer pré-tratamento o que reduz o tempo de análise e é capaz de detectar simultaneamente e quantificar uma série de constituintes em um único espectro, além de permitir análises em materiais sólidos e em solução.

O método quantitativo de  $^1\text{H}$  NMR apresenta o reconhecimento seletivo e a determinação quantitativa de hidrogênios alifáticos e aromáticos presentes no ligante. Ramsey *et al.* (1967) publicaram a primeira caracterização estrutural de asfaltos por  $^1\text{H}$  NMR. Siddiqui e Ali (1999) e Siddiqui (2010), aprimoraram a metodologia. Huang (2010) e Ma *et al.* (2011) mostraram resultados com  $^{13}\text{C}$  NMR que, juntamente com análise elementar, definem índices que correlacionam características das frações dos asfaltos com o comportamento destes em campo. Betancourt Cardoza *et al.* (2016) caracterizaram frações pesadas de petróleo e com base em análise elementar,  $^1\text{H}$  NMR e  $^{13}\text{C}$  NMR, propuseram uma metodologia útil para caracterizar petróleo, carvão ou suas frações usando um método de processamento de dados (em *hardware* e *software*) para interpretação de espectros. Esses dados são informações úteis para se estabelecer correlações entre estrutura e propriedade de asfaltos.

Os aparelhos de RMN modernos utilizam ímãs supercondutores com campos magnéticos muito intensos (na faixa de sete a 22 teslas, correspondente a cerca de 300 MHz a 950 MHz para frequência de ressonância do  $^1\text{H}$ ) e pulsos curtos de radiofrequência, que provocam a absorção de energia pelos isótopos magneticamente ativos do material analisado. Dá informações sobre a composição química da amostra, em termos médios de parâmetros estruturais, de forma rápida e com detalhes da composição que não podem ser obtidos por nenhuma outra técnica. O carbono aromático é obtido a partir do espectro integrável de experimentos em RNM – carbono 13. Como exemplo de resultado desse procedimento, apresentam-se nas tabelas 2.2 e 2.3 valores obtidos para duas amostras de CAP virgem e envelhecido em estufa e por UV (CRAVO, 2016).

Na tabela 2.2 pode-se observar que, no processo de degradação na estufa e no envelhecimento por UV, o comportamento das amostras se relaciona com o tipo de processo de refino para obtenção do cimento asfáltico. Duas amostras de CAP 50/70 foram ensaiadas, denominadas A e B. O teor de carbono aromático para as amostras da CAP 50/70A, obtido por destilação direta diminui, enquanto para o CAP 50/70B, obtido por diluição de resíduo de desasfaltação, esse teor aumenta de forma independente do tipo de envelhecimento e da aditivação. Portanto, nota-se a influência do processo de obtenção do cimento asfáltico no envelhecimento. Para os teores de carbono saturados, o CAP 50/70A reforça sua tendência de menor suscetibilidade ao processo degradativo, visto que mesmo após a exposição ao processo de envelhecimento mais severo, que é a radiação UV-VIS, ocorre aumento do seu teor de carbonos saturados devido às reações de aromatização e condensação que ocorrem durante esse processo (CRAVO, 2016).

Os resultados dos espectros de RMN para  $^1\text{H}$  (tabela 2.3) confirmam os dados da ressonância para  $^{13}\text{C}$ . As amostras de CAP 50/70A apresentam menor formação de hidrogênios aromáticos e aumentam o seu teor de hidrogênios saturados após o processo de envelhecimento. Essa resistência ao envelhecimento é confirmada quando se observa o deslocamento do teor de hidrogênio alfa das amostras de CAP 50/70A e B. Nesse parâmetro quanto menor for o teor de hidrogênio alfa da amostra após o envelhecimento maior será o seu nível de degradação, pois o hidrogênio alfa está em uma posição lábil com relação ao anel aromático, ou seja, será o elemento mais fácil de ser retirado durante a reação de oxidação da amostra (CRAVO, 2016).

**TABELA 2.2 – RESULTADOS DE  $^{13}\text{C}$  PARA AS AMOSTRAS DE CAP 50/70A E B, PUROS E ADITIVADOS, VIRGENS E ENVELHECIDOS**

Amostra	$^{13}\text{C}$ RMN											
	Virgem				UV				Estufa			
	Car	Car-H	Car-alq	Csat	Car	Car-H	Car-alk	Csat	Car	Car-H	Car-alq	Csat
CAP 50/70A puro	30,1	10,4	11,7	69,9	24,5	11,7	7,1	75,5	29,2	9,7	9,2	70,8
CAP 50/70A lignina C 1,5%	30,2	10,4	11,9	69,8	31,6	8,5	10,3	68,4	29,0	9,5	6,6	71,0
CAP 50/70A lignina 2G 15%	30,3	10,5	12,4	69,7	28,2	10,2	5,7	71,8	27,2	9,7	5,9	72,8
CAP 50/70B puro	31,3	11,1	9,3	68,7	35,3	11,8	11,0	64,8	32	12,3	11,1	68,0
CAP 50/70B lignina C 1,5%	34,8	10,9	12,1	65,2	40,1	11,7	13,6	60,0	32,5	12,3	12,0	67,5
CAP 50/70B lignina 2G 15%	32,7	11,0	12,2	67,3	32,1	10,2	8,6	67,9	33,1	9,8	9,2	66,9

Fonte: Cravo, 2016.

**TABELA 2.3 – RESULTADOS DE  $^1\text{H}$  PARA AS AMOSTRAS DE CAP 50/70A E B, PUROS E ADITIVADOS, VIRGENS E ENVELHECIDOS**

Amostra	$^1\text{H}$ RMN											
	Virgem				UV				Estufa			
	H ar	H alfa	H gama	H sat	H ar	H alfa	H gama	H sat	H ar	H alfa	H gama	Hsat
CAP 50/70A puro	6,1	12,7	20,9	93,9	6,7	10,2	21,9	93,3	5,7	12,1	20,0	94,3
CAP 50/70A lignina comercial 1,5%	6,2	13,6	20,8	93,8	5,1	12,5	21,0	94,9	5,6	10,8	21,7	94,4
CAP 50/70A lignina 2G 15%	6,2	11,9	22,0	93,8	5,9	11,8	20,1	94,1	5,6	12,9	19,4	94,4
CAP 50/70B puro	6,6	14,3	20,7	93,4	7,1	11,7	22,8	92,9	7,3	12,5	21,8	92,7
CAP 50/70B lignina comercial	6,6	14,3	20,7	93,4	7,3	11,8	23,1	92,7	7,3	12,5	21,4	92,7
CAP 50/70B lignina 2G	6,6	13,9	21,3	93,4	6,1	12,0	22,0	93,9	5,9	13,4	21,0	94,1

Fonte: Cravo, 2016.



## Espectroscopia no infravermelho por transformada de Fourier (FTIR)

FTIR é um dos métodos de caracterização estrutural mais importantes para materiais asfálticos. Os espectros FTIR são considerados como a impressão digital de uma substância. Assim como qualquer técnica espectroscópica, a espectroscopia no infravermelho (IV) é devida à interação da radiação IV com a matéria, e ocorre com o acoplamento do campo elétrico oscilante da vibração molecular e a radiação incidente. A faixa de radiação do infravermelho de maior interesse se encontra na região de 4.000 a 400  $\text{cm}^{-1}$ . A espectroscopia FTIR é uma técnica capaz de identificar os materiais pelos seus grupos funcionais. As bandas de absorção de vários comprimentos de onda identificam componentes e estruturas moleculares específicas de cada grupo funcional, uma vez que a frequência de absorção depende da natureza dos grupos (-OH, C=O, N-H,  $\text{CH}_3$ , entre outros), de suas massas molares e da força da ligação entre os átomos. A especificidade das bandas de absorção também permite que bancos de dados computadorizados possam auxiliar na identificação dos materiais. Além de análise qualitativa, os espectros permitem a quantificação das bandas de absorção analítica de interesse, incluindo os grupos funcionais de ocorrência natural nos asfaltos: ácidos carboxílicos e seus sais, quinolonas, fenólicos e pirrolícticos; e aqueles formados na oxidação: cetonas, anidridos, pequenas quantidades de carbonilas e sulfóxidos (PETERSEN, 1986).

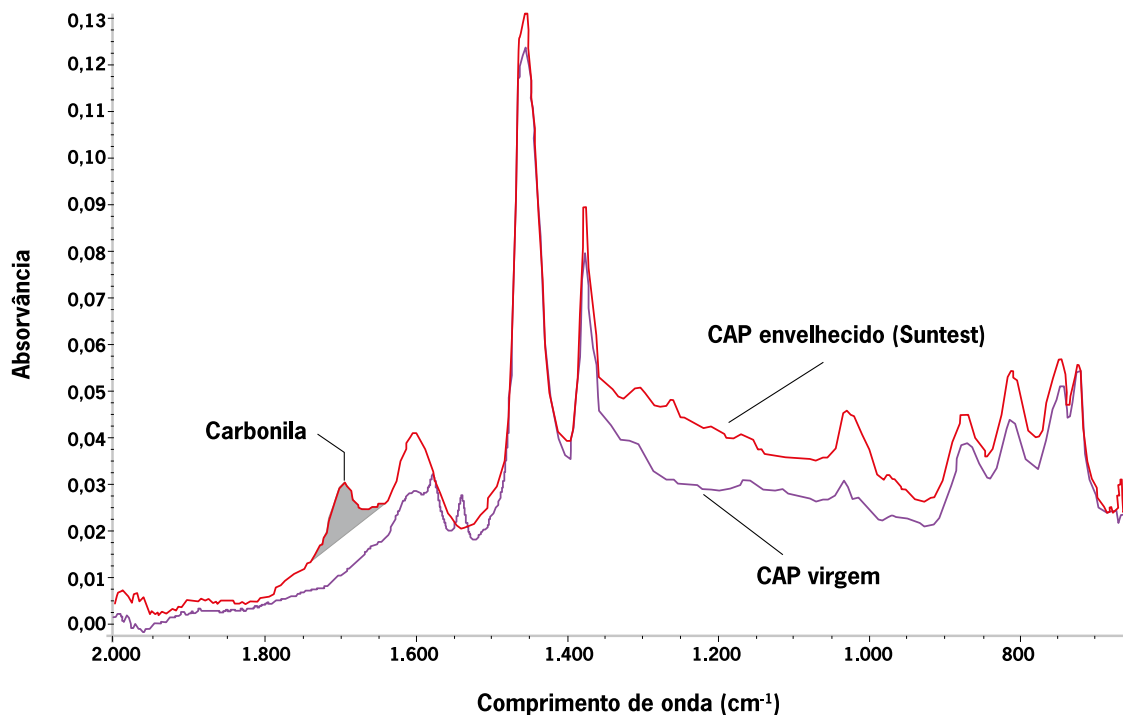
A espectroscopia de infravermelho por transformada de Fourier é uma técnica onde a amostra recebe uma radiação infravermelha e parte desta é absorvida e outra é transmitida pela amostra. Muitos pesquisadores brasileiros têm usado essa técnica para analisar ligantes asfálticos, por ser versátil, não poluente e os resultados são obtidos rapidamente (PIZZORNO, 2010; DOURADO, 2011; LUCENA *et al.*, 2013; OSMARI, 2016; PORTUGAL, 2016; CAMARGO, 2018, entre outros).

A extensão do envelhecimento de uma amostra de asfalto é analisada por FTIR monitorando-se os grupos funcionais oxigenados – índices estruturais de carbonilas e sulfóxidos – medidos, preferencialmente “vale a vale” em vez da altura da banda correspondente, com a incorporação de várias vibrações do mesmo tipo (por exemplo, as vibrações C=O de éster, ácido e cetona).

A técnica de espectroscopia na região do infravermelho tem sido um recurso amplamente utilizado na investigação de compostos formados durante processos oxidativos no asfalto. Por ser um ensaio confiável, relativamente acessível e rápido, essa análise tem sido indicada para caracterizar o nível de degradação do ligante asfáltico pela detecção da presença de compostos carbonilados e sulfurados.

O infravermelho apresenta uma relação linear bem estabelecida entre o aumento do logaritmo da viscosidade e o da formação de produtos carbonilados durante o processo oxidativo. Além disso, independentemente de a amostra ser modificada ou não, do processo de envelhecimento (RTFOT, PAV, UV etc.) e do seu nível de degradação, a técnica de infravermelho é usada para identificação do grau de oxidação da amostra. Na figura 2.26 mostra-se um resultado desse tipo de técnica para uma amostra de CAP virgem e envelhecida por UV (SUNTEST; CRAVO, 2016).

**Figura 2.26** – Resultado de espectro de infravermelho para análises de um ligante virgem e envelhecido por UV



Fonte: Cravo, 2016.

Para caracterização morfológica e dos elementos dos asfaltos, têm sido utilizadas as técnicas de microscopia ótica, microscopia de força atômica (AFM), análises de infravermelho por transformada de Fourier (FTIR), o ângulo de contato e a análise térmica. Essas técnicas serão descritas de forma resumida a seguir.

### **Microscopia de força atômica – AFM**

Um microscópio ótico tem basicamente dois conjuntos de lentes, a ocular (que fica próxima ao olho do observador ou dispositivo fotográfico) e a objetiva (que fica perto do objeto a ser examinado). Unindo os dois conjuntos de lentes, há um tubo ótico com “comprimento ótico” padronizado. Os microscópios modernos têm um grande número de outros elementos óticos incorporados ao caminho da luz dentro do tubo, como filtros, analisadores, prismas, espelhos, lentes de aumento etc. (PIZZORNO, 2010).

Nos anos 1980 teve início o desenvolvimento de um grupo de técnicas microscópicas que recebeu a denominação de microscopias de varredura de sonda. É uma família de microscópios, onde se situa o AFM, microscópio de força atômica, que usa uma sonda ou agulha que varre a superfície da amostra, registrando ponto a ponto algum tipo de interação. A cada tipo de interação, a microscopia recebe um nome específico. Todas as modalidades da microscopia de ponta de prova fazem uso de um conjunto de cerâmicas piezoelétricas para varredura (*scanner*), que tem a propriedade de realizar deslocamentos em nível subnanométrico com alta precisão pela aplicação de uma voltagem entre dois eletrodos. Aplicando-se potenciais elétricos, realizam-se varreduras nas direções x e y, e movimenta-se a sonda na direção perpendicular à superfície (direção z) para percorrer a amostra e obter uma imagem. Durante essa varredura, é utilizado

um sistema de alinhamento com feixe de laser que incide sobre o cantilever e reflete em um sensor de quatro quadrantes. Este fornece informação de posição para o sistema de realimentação e controle, que corrige a posição do cantilever mantendo a força constante sobre a amostra, durante a varredura, para obtenção da imagem (PIZZORNO, 2010).

O AFM contém:

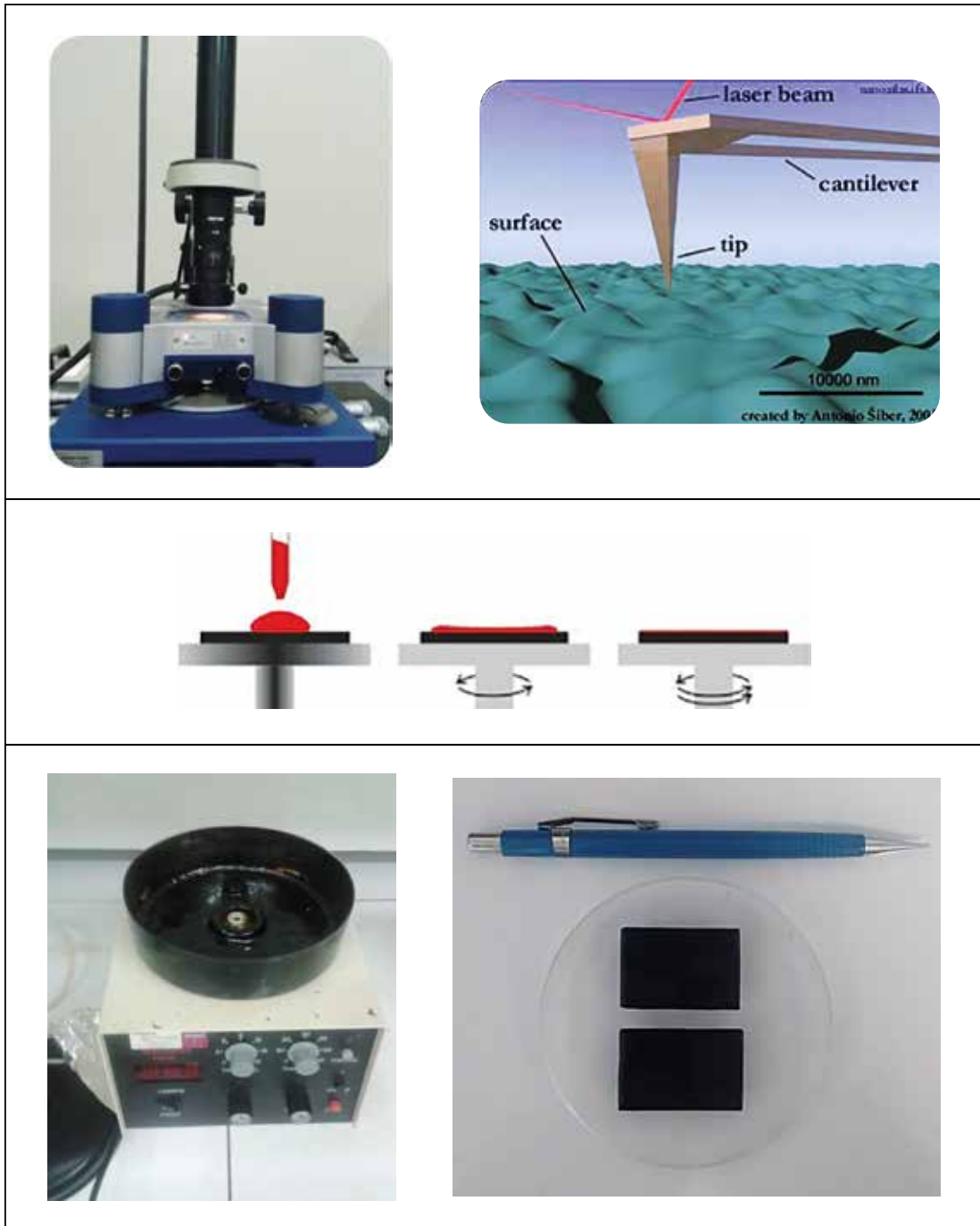
- ponteira para analisar a superfície da amostra com alguns microns de comprimento e de diâmetro na ponta menor que 10 nm;
- haste com 100 a 200 microns de comprimento. Esta é defletida pelas forças entre a agulha e a amostra;
- detector que mede a deflexão da haste enquanto ela se move sobre a superfície;
- computador que gera um mapa da topografia da superfície pela deflexão da haste.

O AFM gera imagens topográficas com alta resolução, possibilitando o estudo de superfícies condutoras ou isolantes, em escala nanométrica, por meio de varredura por sonda ou ponta de prova (indentador). Dependendo do modo de operação, é possível obter informações de propriedades mecânicas em escala nanométrica, incluindo força adesiva, módulo de Young e fluência.

A determinação da composição dos asfaltos utilizando a técnica AFM vem sendo usada há algumas décadas. Loeber *et al.* (1996, 1998) utilizaram a técnica AFM para avaliar a morfologia dos ligantes asfálticos. Reproduziram imagens com filmes finos sobre substrato de aço inoxidável com o uso do AFM. Observaram estruturas pequenas, alongadas e onduladas e que estas estavam em maior número no ligante asfáltico tipo gel. Os autores nomearam essas estruturas de *bees* (abelhas), pelo formato composto de linhas claras e escuras alternadas, que foi atribuída aos asfaltenos por Pauli *et al.* (2001). Desde então, várias pesquisas têm sido feitas com essa ferramenta, para conhecer as estruturas dos ligantes asfálticos, e no Brasil citam-se: Moraes *et al.* (2009); Pizzorno (2010); Dourado (2011); Dourado *et al.* (2012); Backx (2014); Mello (2014); Rebelo, Souza *et al.* (2014); Rebelo, Cavalcante *et al.* (2014); Dantas (2015); Osmari (2016); Osmari *et al.* (2017); Macedo (2018); Costa e Diogo (2019) entre outros.

Técnicas de análise de superfície com o AFM e medidas de ângulo de contato são muito usadas para a compreensão das interações entre os solventes e as frações fundamentais do CAP. A varredura da sonda sobre a superfície é possível devido à presença das cerâmicas piezoelétricas, que controlam os movimentos em distâncias pequenas, em nível subnanométrico com alta precisão. Na figura 2.27, mostram-se aspectos do equipamento de AFM e da ponteira ou cantilever que é utilizado para fazer a indentação para medição das características de topografia e fase dos filmes asfálticos e obtenção de propriedades mecânicas das fases constituintes, e o esquema do método de preparação da amostra por *spin coating* a ser analisada.

**Figura 2.27** – Equipamento de AFM, ponteira e método de preparação da amostra em placa de vidro



Fonte: Pizzorno, 2010.

Mello (2014) analisou os efeitos da irradiação gama nas propriedades reológicas, químicas e mecânicas de duas amostras de ligantes asfálticos brasileiros utilizados comumente para pavimentação e de duas misturas asfálticas preparadas com esses ligantes, submetidos a diferentes doses de radiação. Avaliou com AFM se foi obtida alguma melhoria ou se houve degradação nas suas características ou propriedades para uso em pavimentação.

Osmani (2016) identificou alterações microestruturais nos constituintes das amostras de ligantes asfálticos, puros, envelhecidos e modificados com agentes rejuvenescedores (AR5 –

comercial, MAM – óleo de mamona e WCO – resíduo de óleo de cozinha), com o uso do AFM. A autora determinou correlações entre a química do ligante (SARA) a reologia (módulo de cisalhamento) e a morfologia pelo AFM.

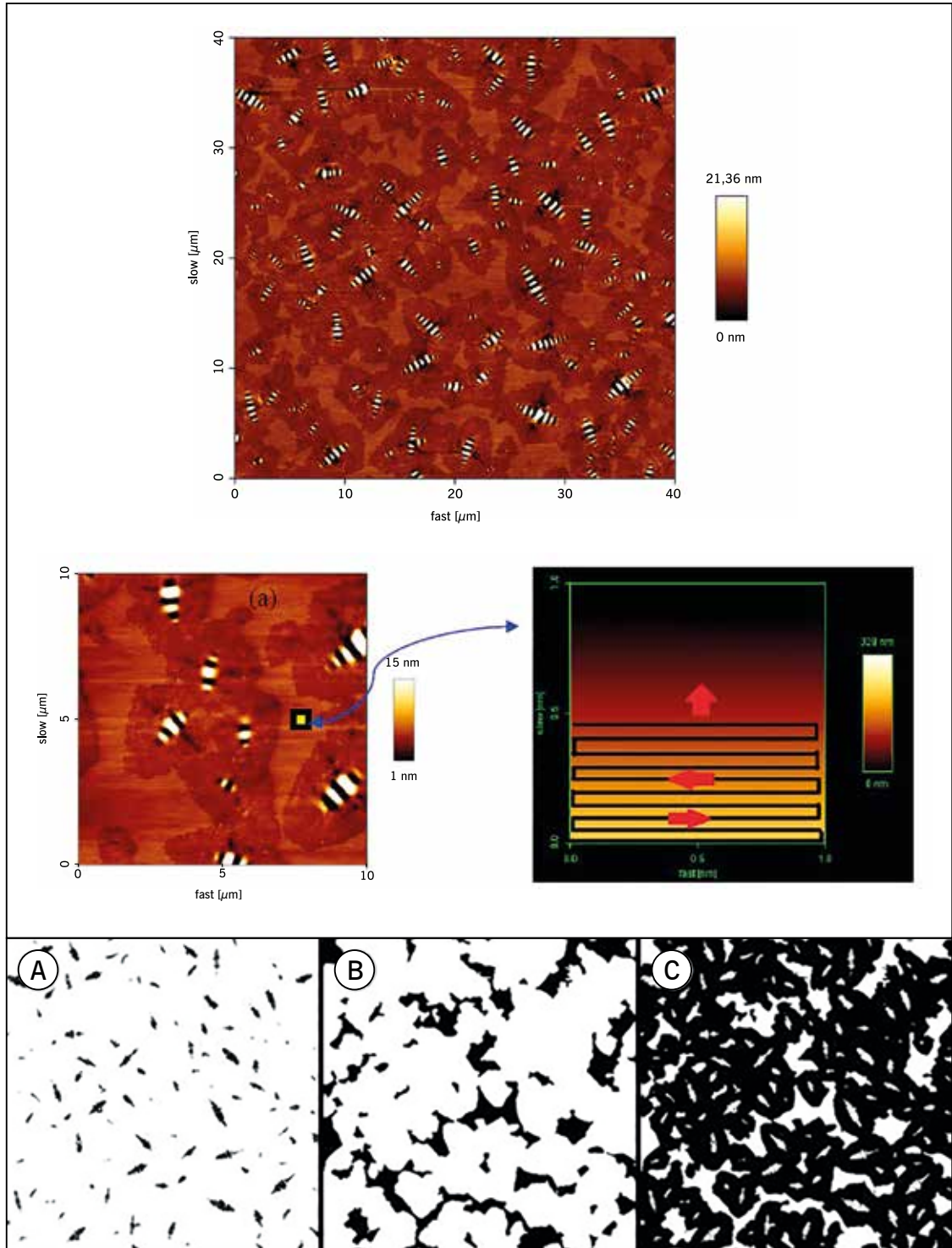
Moraes (2009) utilizou a técnica para avaliar o intumescimento do polímero em ligante modificado por EVA adicionado de líquido de castanha-de-caju (LCC). As análises microscópicas mostraram que o intumescimento do EVA resultou em um aumento do tamanho da partícula em 15,6%. Mapas de elasticidade, por sua vez, mostraram que o ligante modificado (LA + EVA + LCC) apresentou maior módulo de Young  $E$  médio que para o LA puro, confirmando, portanto, maior elasticidade para o LA modificado.

Utilizou uma técnica de processamento digital das imagens para realizar a quantificação dos elementos apresentados nas imagens do AFM, avaliando a distribuição espacial desses elementos e por tamanho das frações dos ligantes. Mostrou que as frações de área para cada constituinte do CAP 50/70 nas diferentes condições analisadas, indicam que os diferentes elementos dos ligantes variam de acordo com a condição (pura, envelhecida ou com agente rejuvenescedor) pela qual o material foi analisado.

A estrutura do ligante é composta por diferentes fases: a catanafase (*bee*), caracterizada pela sucessão de linhas claras e escuras; a perifase, que circunda a catanafase como mostra a figura 2.28; e a matriz ou parafase, que aparece como fase mais clara nas imagens em algumas regiões da perifase (Osmari *et al.*, 2017). Na tabela 2.4 mostram-se as frações de área das três fases das microestruturas obtidas no AFM (catanafase, perifase e parafase) para os CAPs 50/70 e 30/45. Os resultados correspondem à média de quatro a cinco réplicas ensaiadas para cada caso. Essa quantidade de amostras foi suficiente para confirmar a repetibilidade dos resultados, uma vez que foram encontrados desvios padrões menores que 20% das médias obtidas a partir do procedimento de quantificação de fases proposto. A perifase constitui a maior parte da área das microestruturas, seguida pela parafase e pela catanafase. Esses percentuais variam com a condição de cada amostra e os três agentes de reciclagem tiveram distintas ações sobre os componentes de cada ligante inicial.

Na figura 2.28 mostra-se um exemplo de uma imagem e a forma de indentação utilizada e o esquema de avaliação de área da catanafase (a), parafase (b) e perifase (c) por análise de imagem, convertida em preto e branco pelo programa Image J.

**Figura 2.28** – Microestruturas de um ligante asfáltico com bees, forma de varredura da área selecionada e constituintes (catanafase, parafase e perifase)



Fonte: Osmari, 2016.

**TABELA 2.4 – FRAÇÕES DE ÁREA DOS CONSTITUINTES DOS LIGANTES ASFÁLTICOS 50/70 E 30/45 VIRGEM, ENVELHECIDO E COM AGENTE REJUVENESCEDOR AVALIADOS POR OSMARI**

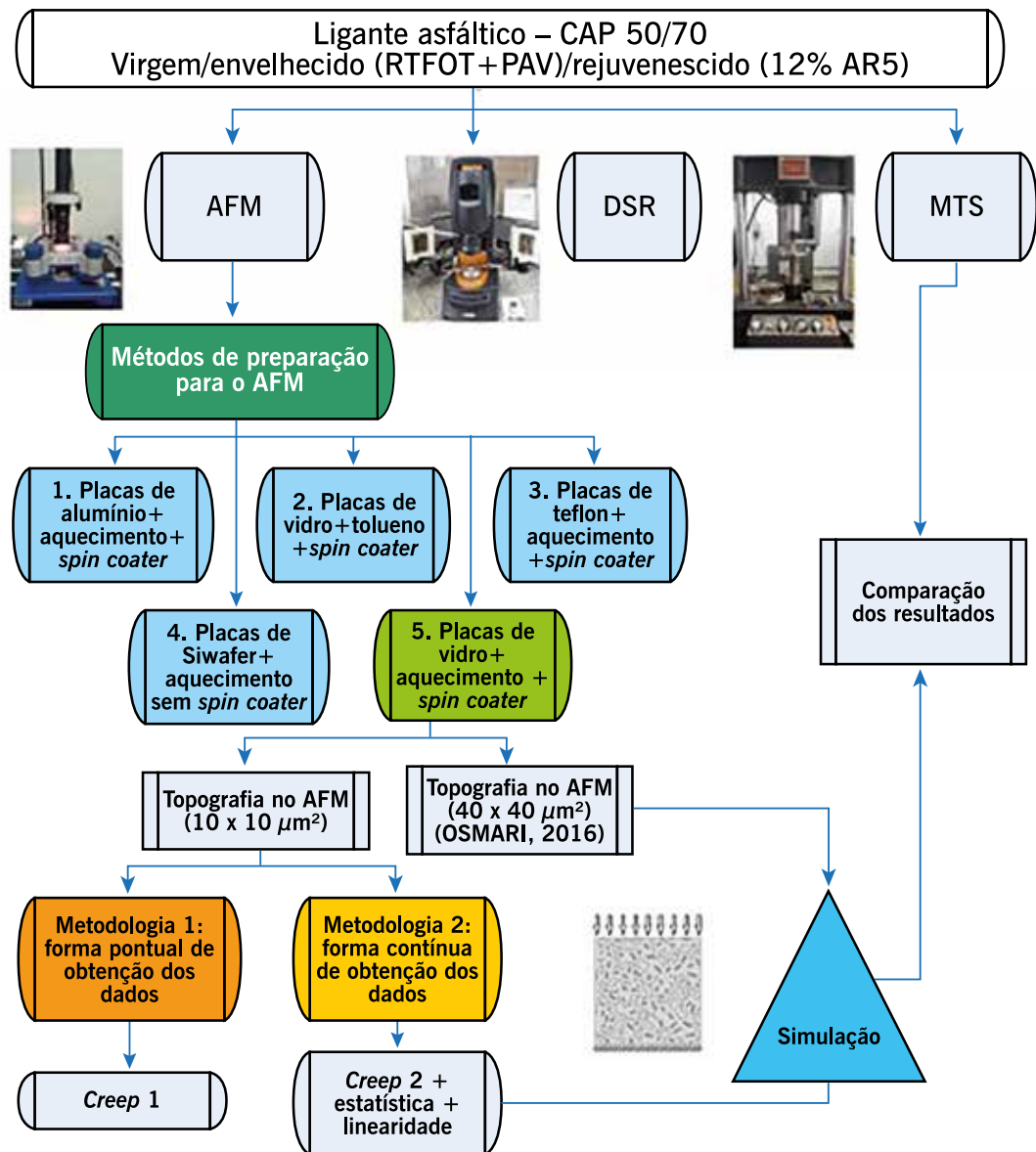
Material	Condição	Catanafase	Parafase	Perifase
CAP 50/70	Virgem	4,72	24,86	70,43
	Envelhecido	6,24	20,74	73,02
	Agente AR5	6,33	23,58	70,09
	Agente WCO	2,44	61,28	36,29
	Agente MAM	4,72	37,94	57,34
CAP 30/45	Virgem	6,80	12,19	81,01
	Envelhecido	6,25	24,20	69,54
	Agente AR5	6,75	18,15	75,10
	Agente WCO	2,03	60,46	37,51
	Agente MAM	4,56	34,51	60,93

Fonte: Osmari, 2016.

Macedo (2018) correlacionou o comportamento global do ligante virgem, envelhecido e rejuvenescido com suas propriedades analisadas na microestrutura em escala nanométrica. Foram avaliadas as propriedades mecânicas de cada componente microestrutural de um ligante asfáltico por meio de ensaios de nanoindentação em AFM. Durante os ensaios de indentação, diferentes magnitudes de carga foram aplicadas a cada constituinte em diferentes condições de envelhecimento para identificar os limites de linearidade do seu comportamento viscoelástico. Foi proposto um procedimento estatístico para quantificar a área de contato do nanoindentador para o cálculo da fluência dos componentes. A figura 2.29 indica o fluxograma dessa pesquisa. A obtenção das microestruturas de ligantes asfálticos para identificação das frações constituintes é feita numa área de  $10 \times 10 \mu\text{m}^2$ , a fração de área de cada componente é feita em uma superfície de  $40 \times 40 \mu\text{m}^2$  e a área a ser indentada é de  $0,001 \times 0,001 \mu\text{m}^2$ .

Macedo (2018) determinou os constituintes microestruturais, denominados de fases, e corresponderam à *bee* branca, à *bee* preta, à perifase e à parafase. Em seguida, foram realizados ensaios no AFM para a determinação de propriedades viscoelásticas individuais de cada constituinte microestrutural. Foi feito estudo para a identificação dos níveis de carga que garantissem a linearidade das respostas mecânicas dos constituintes, feitas as nanoindentações em posições específicas. Mais à frente serão mostrados alguns resultados dessa pesquisa.

**Figura 2.29** – Fluxograma dos ensaios realizados por Macedo para avaliação das propriedades microestruturais dos componentes de um ligante asfáltico



Fonte: Macedo, 2018.

### Análise térmica (TGA e DSC)

Análise térmica é um conjunto de técnicas que permite medir as mudanças de uma propriedade química ou física em função da temperatura ou tempo em atmosfera controlada. As curvas termogravimétricas (TGA) indicam a estabilidade térmica de um material, suas propriedades e composição (CANEVAROLO, 2004). Na figura 2.30 mostra-se um exemplo do equipamento utilizado. Muito usada para determinar propriedades de materiais asfálticos, a análise termogravimétrica possibilita conhecer as alterações que o aquecimento pode provocar na massa de ligante asfáltico e suas frações. Um termograma caracteriza-se por representar as variações de massa do material medido em função da temperatura e/ou tempo e permite estabelecer: a faixa de temperatura em que substâncias começam a se decompor, acompanhar o andamento de reações de desidratação (perda de umidade), oxidação, combustão, decomposição etc. Quando



uma amostra é aquecida, frequentemente ocorre perda de massa causada por liberação de voláteis devido à vaporização e/ou reações desses voláteis com outros produtos de decomposição. Além disso, é possível quantificar o material volatilizado durante o aquecimento, bem como determinar o teor do resíduo gerado. Parâmetros cinéticos da reação de decomposição térmica de petróleos e de ligantes asfálticos, a exemplo da energia de ativação, são de interesse para o entendimento da conversão térmica dos materiais. Os asfaltenos de um petróleo pesado brasileiro foram estudados por termogravimetria e os parâmetros cinéticos foram úteis para inferir sobre a conversão dos asfaltenos a coque em várias temperaturas (GONÇALVES *et al.*, 2004). Existe um número razoável de metodologias para determinação da cinética de decomposição térmica, no entanto, a necessidade de padronização da metodologia levou à norma (ASTM E 1641-94) para o estudo cinético pela termogravimetria.

A calorimetria exploratória diferencial (DSC) é uma técnica utilizada para medir a diferença de energia entre uma amostra e um material de referência em função de um programa de aquecimento ou resfriamento sob atmosfera controlada. A obtenção das curvas DSC é rápida e precisa, com boa repetibilidade e pequena quantidade de amostra. É utilizada para determinar as entalpias de fusão e de cristalização, bem como determinação à temperatura de transição vítrea. Os eventos térmicos podem ser transições de primeira e de segunda ordem. As transições de primeira ordem apresentam variações de entalpia – endotérmica ou exotérmica – e dão origem à formação de picos. Como eventos endotérmicos, pode-se citar: fusão, perda de massa da amostra (vaporização de água, aditivos ou produtos voláteis de reação), dessorção e reações de redução. O teor de parafinas, um dos critérios empregados na seleção de petróleos, é proporcional à entalpia observada em relação à parafina dissolvida na amostra do ligante, quando a amostra é submetida a uma varredura de temperatura. O valor de 200 J/g é considerado como referência, baseado na entalpia de fusão de n-alcenos com cadeia de átomos de carbono entre 30 e 40 (LUCENA *et al.*, 2004). Ceras parafínicas no CAP podem provocar exsudação à alta temperatura (fusão da parafina) e trincas térmicas a baixas temperaturas (rigidez da parafina). Cinco países europeus limitam o teor de parafinas em suas especificações de CAP (norma EM 12606-1 ou 2).

**Figura 2.30** – Equipamento para análise térmica de ligantes asfálticos



Fonte: CENPES Petrobras – Laboratório de Análises Térmicas, 2010.

### 2.3.8 Envelhecimento do ligante asfáltico

Os asfaltos sofrem envelhecimento (endurecimento) de curto prazo quando misturados com agregados minerais, em usinas, devido a seu aquecimento. O envelhecimento de longo prazo do ligante ocorre durante a vida útil do pavimento que estará submetido a diversos fatores ambientais. Os ensaios de envelhecimento acelerado designados de “efeito do calor e do ar” são usados para tentar simular o envelhecimento do ligante na usinagem.

Em geral, com o envelhecimento do ligante asfáltico, a sua viscosidade aumenta e o material se torna mais rígido. Os seguintes mecanismos ocorrem no ligante asfáltico durante a usinagem e/ou em serviço (MORAES, 2014; CRAVO, 2016):

- (a) Oxidação: reação do oxigênio com o ligante e depende da composição do material e da temperatura, sendo a maior responsável pelo endurecimento irreversível do asfalto.
- (b) Volatilização: é a evaporação das frações mais leves dos ligantes e ocorre principalmente em função da temperatura acima do ponto de ebulição dos compostos mais leves (aproximadamente 150°C).
- (c) Polimerização: é a combinação de moléculas menores para formar compostos de maior massa molar resultando em um progressivo endurecimento.
- (d) Tixotropia: é a designação dada para o fenômeno no qual o material de estrutura coloidal muda seu estado de gel para sol ou sol para gel.
- (e) Sinerese: é a separação dos líquidos menos viscosos dos mais viscosos da estrutura coloidal do ligante asfáltico. A perda de líquido enrijece o asfalto e é causada pela contração ou rearranjo da estrutura do ligante asfáltico devido às suas mudanças físicas e químicas.
- (f) Separação: é a remoção dos constituintes oleosos, resinas ou asfaltenos do ligante pela adsorção de algum tipo de agregado poroso.

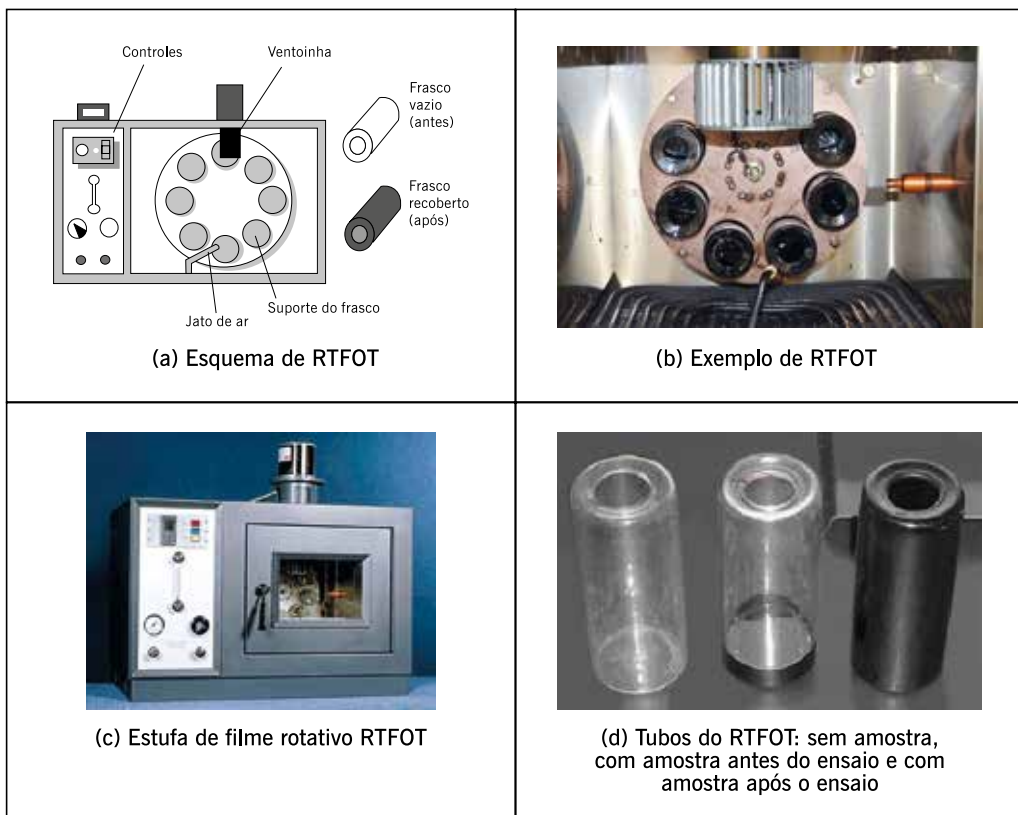
O ensaio de efeito do calor e do ar (ECA) como é conhecido no Brasil (ABNT NBR 14736) corresponde ao designado no exterior como ensaio de estufa de filme fino (*thin film oven test*, TFOT – ASTM D 1754) ou ensaio de película delgada. Consiste em submeter amostras do ligante, colocadas em película de pequena espessura dentro de um recipiente padronizado, a um certo tempo de solicitação de temperatura elevada e jatos de ar, por exposição dentro de uma estufa especial. Provoca o envelhecimento do ligante asfáltico por oxidação e evaporação, permitindo avaliar a presença de frações de óleos mais leves e a oxidação que ocorre durante o aquecimento a 163°C durante 5 horas. Esse ensaio procura simular o efeito do envelhecimento do ligante que ocorre durante a usinagem e compactação da mistura. Mede-se o efeito do envelhecimento acelerado nas modificações das características de penetração, ductilidade ou viscosidade do ligante envelhecido em relação ao original. No entanto, está sendo substituído com vantagens pelo ensaio denominado estufa de filme fino rotativo apresentado a seguir.

Hveem *et al.* (1963) propuseram um ensaio de avaliação do envelhecimento do asfalto para substituir o ensaio TFOT conhecido como *rolling thin film oven test* – estufa de filme fino rotativo (RTFOT) ou película delgada rotacional. Esse ensaio também mede o envelhecimento por oxidação e evaporação, porém de forma mais severa por estar continuamente expondo nova porção do ligante ao efeito do ar. Nesse ensaio, uma fina película de asfalto de 35 g é continuamente girada dentro de um recipiente de vidro a 163°C por 85 minutos, com uma injeção de ar

a cada 3 a 4 segundos. O endurecimento do asfalto durante o ensaio, que causa queda na penetração e aumento no ponto de amolecimento, se correlaciona com o endurecimento do ligante que ocorre durante a usinagem de uma mistura asfáltica. O RTFOT, padronizado pela ASTM (ASTM D 2872), incluído como parte da especificação da Comunidade Europeia (EN 12591) e no Brasil a norma ABNT NBR 15235, substituiu o ensaio ECA na caracterização de ligantes asfálticos. A figura 2.31 mostra uma estufa RTFOT empregada no ensaio de envelhecimento acelerado.

Há muitos mecanismos envolvidos no envelhecimento dos ligantes asfálticos, porém dois são mais relevantes: a perda de componentes voláteis (saturados e aromáticos) e a reação química do asfalto com o oxigênio do ar. É importante se ter um parâmetro que avalie o potencial de envelhecimento de cada ligante nas várias fases de utilização: estocagem, usinagem, transporte, compactação e vida de serviço. Porém, é complexa a avaliação do envelhecimento nessas diversas fases de utilização, sendo referida mais simplesmente a avaliação de seu efeito nas características físicas, que levam ao endurecimento do ligante, verificado pela diminuição da penetração e aumento do PA e da viscosidade. Assim, o efeito do envelhecimento ou potencial do envelhecimento é avaliado como uma relação entre as características físicas de fácil medição antes e após o processo de envelhecimento ou em diversas idades.

**Figura 2.31** – Estufa de filme fino rotativo ou película delgada rotacional (*rolling thin film oven test – RTFOT*)

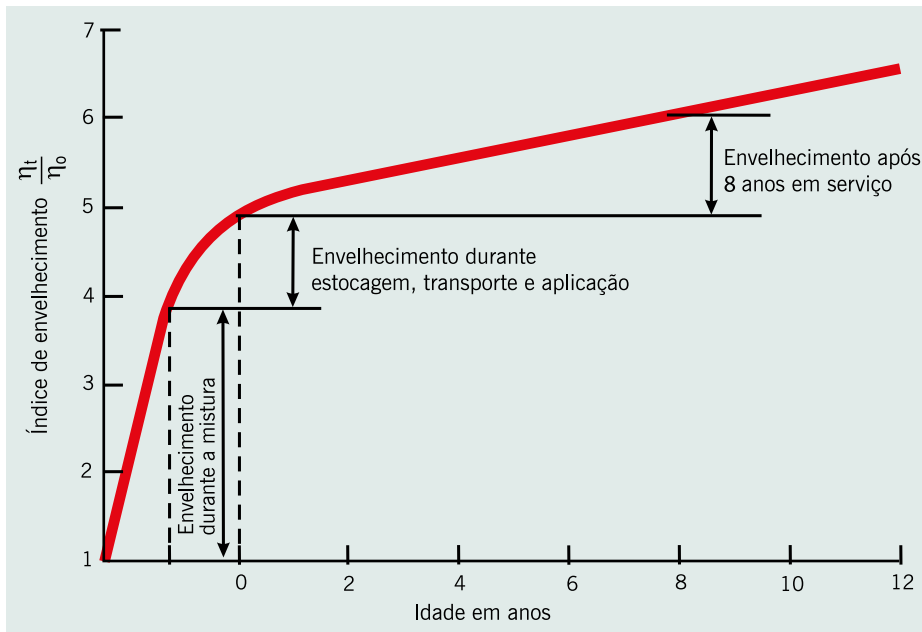


Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

A figura 2.32 mostra um exemplo de um gráfico de medida do efeito do envelhecimento nas várias etapas de uso do ligante, feita por um índice de envelhecimento que é a relação entre a viscosidade a cada tempo ( $\eta_t$ ) e a viscosidade inicial ( $\eta_0$ ) do ligante recém-produzido (SHELL,

2015). As maiores perdas ocorrem durante a usinagem, transporte e compactação. Nessas etapas o ligante é submetido simultaneamente aos três fatores necessários para que ocorra o envelhecimento acelerado: altas temperaturas, elevada relação área superficial de agregados e volume de ligante (baixa espessura de película) e exposição ao ar na mistura solta (TONIAL, 2001). Os efeitos do envelhecimento do ligante nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas serão discutidos nos próximos capítulos.

**Figura 2.32** – Envelhecimento do ligante durante a mistura com o agregado em usina, estocagem, transporte, aplicação no campo e durante vários anos de serviço



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

O conceito de durabilidade descreve a resistência de um material às mudanças causadas pela exposição ambiental também associado ao conceito de envelhecimento do ligante. Foram apresentados neste item dois tipos de ensaios que são utilizados nas especificações dos asfaltos quanto à avaliação da sensibilidade do ligante ao envelhecimento de curto prazo (efeito da usinagem e do transporte) que são o TFOT e RTFOT. No item 2.9 será apresentado outro tipo de ensaio que é usado para prever o envelhecimento de longo prazo, denominado PAV, que pretende fazer a previsão da atuação do clima ao longo da vida útil do revestimento asfáltico.

O Brasil recebe grande incidência de raios solares e o pavimento fica suscetível às ações da radiação ultravioleta. O envelhecimento do ligante asfáltico leva ao consumo de suas frações mais leves e, por oxidação, transforma parte dessas frações em resinas de maior massa molar, que em seguida são transformadas em moléculas pesadas, denominadas asfaltenos. O processo de envelhecimento resulta em um aumento da consistência do ligante asfáltico e em maior rigidez da mistura betuminosa. Este endurecimento do ligante asfáltico, combinado com a ação do tráfego, acarreta o surgimento de fissuras e a degradação do pavimento (CRAVO, 2016).

O processo de envelhecimento do asfalto altera suas características físicas, químicas e reológicas. Oxidação, perda de voláteis, endurecimento físico e endurecimento exsudativo são os principais mecanismos que causam o envelhecimento de ligantes asfálticos. É um processo muito complexo que necessita de avaliação sob vários aspectos de maneira a entender melhor

como ocorre esse fenômeno, quais os principais fatores que o influenciam e os benefícios e malefícios causados no desempenho do ligante asfáltico.

Para avaliação mais detalhada do que fazem esses três ensaios citados, destacam-se aqui as referências brasileiras: Silva (2005); Silva (2008); Silva *et al.* (2011); Faxina (2011); Araújo (2012); Pamplona (2013); Moraes (2014); Dantas (2015); Nascimento (2015); Cravo (2016); Silva *et al.* (2018); Mazzoni *et al.* (2020), dentre outros. Estimula-se a leitura destes e de outros estudos, citados nas referências, para a compreensão mais detalhada desse aspecto.

Uma das principais críticas que se faz aos ensaios de TFOT, RTFOT e PAV, é que o mecanismo de atuação fica limitado à temperatura e à presença de ar. O efeito mais significativo do endurecimento do ligante asfáltico por efeito térmico ocorre na usinagem e durante a aplicação, devido à perda de voláteis e à oxidação superficial. Esse processo pode ser minimizado pelo controle da temperatura de usinagem ou pela técnica de mistura morna. A espessura de filme de ligante envolvendo os agregados também é um fator importante.

Devido à sua localização geográfica, o Brasil recebe grande incidência de raios ultravioleta, visível e infravermelho que tornam o revestimento asfáltico suscetível à fotodegradação. A intensidade da radiação é governada pela energia do seu comprimento de onda, e, quanto menor o tamanho da onda, maior será a energia desses raios. A radiação UV contida no espectro solar é um importante iniciador de reações de degradação que ocorrem na superfície do pavimento asfáltico. Algumas pesquisas já foram feitas no Brasil considerando essa técnica, como: Silva (2005); Silva *et al.* (2005); Cravo *et al.* (2011); Araújo (2012); Araújo *et al.* (2013, 2014); Carvalho *et al.* (2014); Cravo *et al.* (2014); Dantas (2015); Nascimento (2015); Cravo (2016); Banja *et al.* (2018); Leite *et al.* (2018).

Cravo (2016) propôs utilizar uma técnica comumente aplicada em óleos lubrificantes para prever a estabilidade à oxidação de ligantes e mástiques asfálticos. Amostras de ligantes puros e aditivados com produtos antioxidantes (ligninas e féleres) foram envelhecidas no RTFOT (simulação da usinagem – curto prazo) e logo a seguir foram expostas a dois tipos de envelhecimento: um por irradiação por UV-VIS no equipamento Suntest, simulando o envelhecimento por radiação solar e o outro somente por calor, no qual as amostras ficaram na mesma condição de tempo e temperatura que as amostras irradiadas, porém sem a interferência dos raios UV.

A intensidade de envelhecimento foi observada por Cravo (2016) por várias técnicas como: espectroscopia de infravermelho com transformada de Fourier, SARA, GPC, RMN e Heithaus. Também avaliou o desempenho em serviço e os danos à fadiga por meio de ensaios reológicos nas amostras dos ligantes puros e aditivados, virgens e envelhecidos além das misturas finas como mástique e o MAF, que ajudaram a avaliar a influência da presença dos agregados.

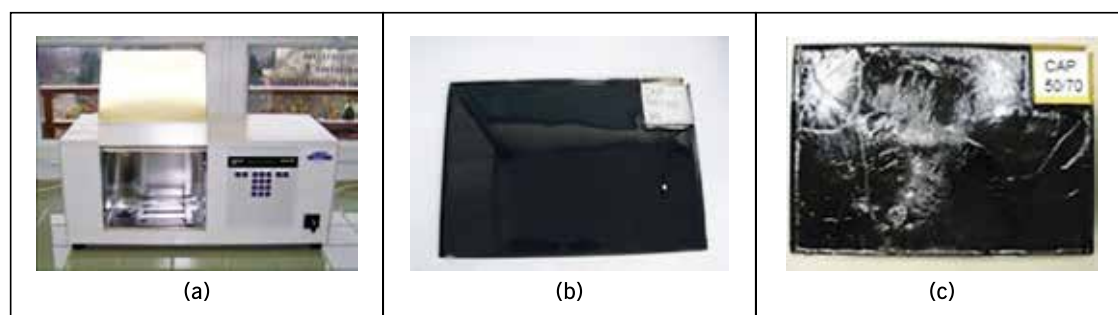
A figura 2.33 mostra o equipamento Suntest e a camada fina de ligante antes e depois do procedimento de exposição ao UV. Durante essa pesquisa, utilizando o procedimento SARA, observou-se que qualquer tipo de envelhecimento reduz a fração aromática e ao mesmo tempo aumenta o conteúdo de resinas e asfaltenos e que os saturados, entretanto, apresentam mudanças apenas sutis devido à sua natureza inerte (figuras 2.34, 2.35 e 2.36). Em todas as técnicas de avaliação utilizadas, químicas, físicas ou reológicas, foi observado que amostras que ficaram expostas às radiações UV-VIS responderam de forma diferente às amostras que apenas sofreram envelhecimento térmico.

Silveira *et al.* (2016) apresentam um método espectrométrico de massa por cromatografia líquida sensível à pressão atmosférica e fotoionização por pressão atmosférica (UHPLC-AP-PI-MS/MS) para a determinação de compostos organossulfurados em cimentos asfálticos brasileiros. Foi possível detectar 14 compostos organossulfurados de diferentes classes onde os sulfóxidos e sulfonas apresentaram maior sensibilidade na ionização que os tiofenos e sulfetos

aromáticos. O método proposto mostrou linearidade e precisão satisfatórias e permitiu a caracterização de compostos organossulfurados em cimentos asfálticos brasileiros, demonstrando alterações na quantidade de frações asfálticas e maltênicas após o processo de envelhecimento RTFOT + Suntest.

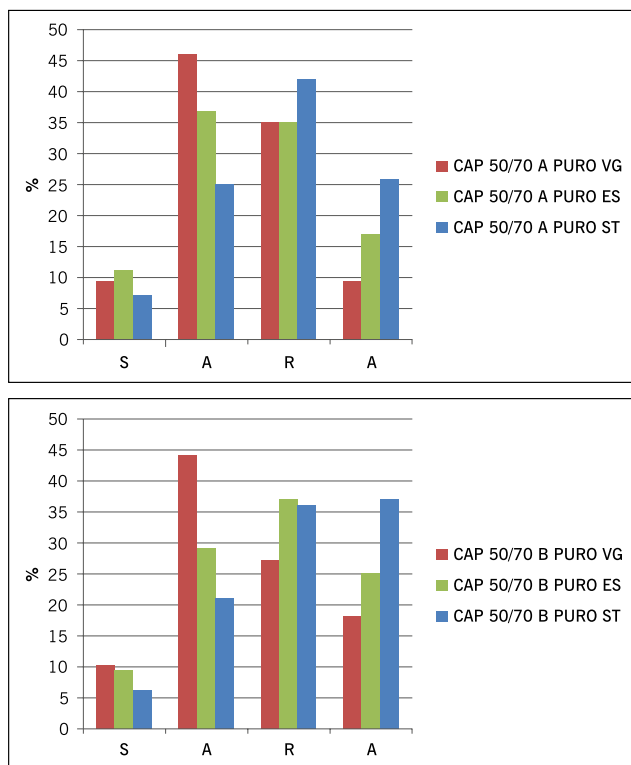
Cravo (2016) concluiu que os envelhecimentos térmico e fotoquímico seguem mecanismos de reação diferentes e a interação dos compostos poliaromáticos presentes no CAP com a radiação do UV-VIS promove reações químicas que não estão presentes no envelhecimento térmico. A exposição à radiação ultravioleta, mesmo que num curto espaço de tempo (120 horas), foi suficiente para causar alterações reológicas e físico-químicas relevantes em todas as amostras irradiadas. A técnica de espectroscopia no infravermelho foi sensível às mudanças ocorridas durante o envelhecimento térmico e fotoquímico além de identificar a atuação das ligninas como antioxidante. A fração dos aromáticos é a mais reativa e com maior percentual de participação, e se desloca para aumentar o teor de resinas e asfaltenos nas amostras envelhecidas. O índice de instabilidade coloidal, calculado a partir dos resultados do SARA, aumenta com a elevação do nível de degradação. A distribuição do tamanho molecular, observado com o uso da técnica de cromatografia de permeação em gel, confirma o deslocamento observado no SARA da família dos aromáticos para resinas e asfaltenos. O método de RMN detecta a influência do processo de obtenção do ligante asfáltico no seu comportamento frente ao envelhecimento. O CAP A, de destilação direta, apresentou menor suscetibilidade ao processo degradativo, visto que, após a exposição ao processo mais severo (ultravioleta), aumentou o seu teor de carbonos saturados. Em todas as técnicas utilizadas para acompanhar as mudanças químicas nas amostras degradadas térmica e fotoquimicamente, foi observado que a radiação ultravioleta intensifica todo e qualquer resultado. As amostras fotodegradadas são sempre as que apresentam maiores mudanças.

**Figura 2.33** – (a) Equipamento Suntest, (b) bandeja com amostra virgem, (c) bandeja com a amostra já irradiada no Suntest



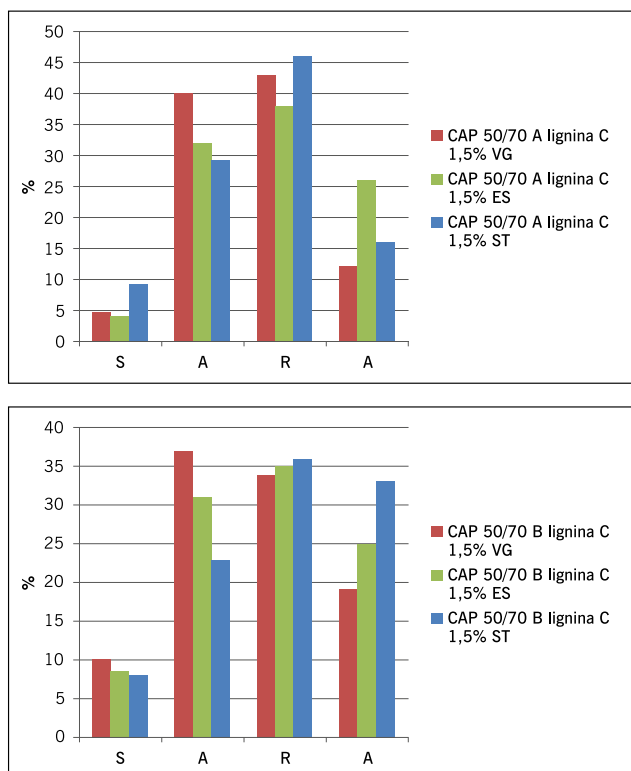
Fonte: Cravo, 2016.

**Figura 2.34** – Comparação do SARA entre as amostras de CAP A e CAP B, puro virgem e envelhecido na estufa (ES) e Suntest (ST)



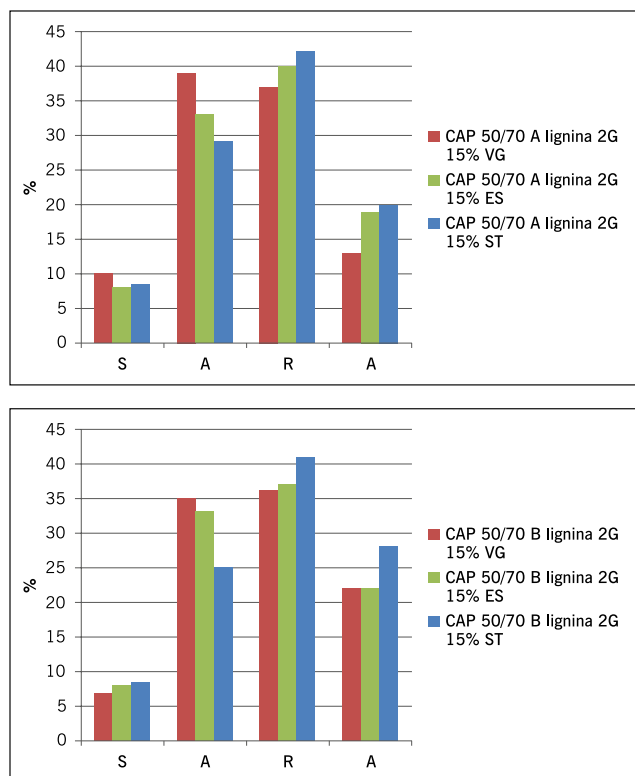
Fonte: Cravo, 2016.

**Figura 2.35** – Comparação do SARA entre as amostras de CAP A e CAP B, com 1,5% de lignina comercial (C) virgem e envelhecido na estufa (ES) e Suntest (ST)



Fonte: Cravo, 2016.

**Figura 2.36** – Comparação do SARA entre as amostras de CAP A e CAP B, com 15% de lignina 2G virgem e envelhecido na estufa (ES) e Suntest (ST)



Fonte: Cravo, 2016.

## 2.4 ASFALTO MODIFICADO POR POLÍMERO

Para a maioria das aplicações rodoviárias, os asfaltos convencionais têm bom comportamento, satisfazendo plenamente os requisitos necessários para o desempenho adequado das misturas asfálticas sob o tráfego e as condições climáticas. No entanto, para condições de alto volume de veículos comerciais, pressão nos pneus e peso por eixos crescentes, ano a ano, em rodovias especiais, nos aeroportos, em corredores de tráfego pesado canalizado e para condições adversas de clima, com grandes diferenças térmicas entre inverno e verão, tem sido cada vez mais necessário o uso de modificadores das propriedades dos asfaltos e outros aditivos. Entre esses, citam-se vários polímeros que melhoram o desempenho do ligante. A tecnologia de modificação depende das aplicações e técnicas específicas (tratamento superficial, asfalto poroso, revestimentos para estradas com tráfego intenso, bases para estradas com tráfego pesado, camada antirreflexão de trincas, membranas impermeabilizantes etc.). O grau de melhoria necessário, e, portanto, o custo, dependerão das necessidades específicas do local onde o tratamento é proposto.

Mano (1985, 1991) apresenta as seguintes definições de polímeros e macromoléculas:

- macromoléculas são moléculas gigantescas que resultam do encadeamento de 10 mil ou mais átomos de carbono, unidos por ligações covalentes, podendo ser naturais (madeira, borracha, lã, asfalto etc.) ou sintéticas (plásticos, borrachas, adesivos etc.);
- polímeros (do grego “muitas partes”) são macromoléculas sintéticas, estruturalmente simples, constituídas de unidades estruturais repetidas em sua longa cadeia, deno-



minadas monômeros. Os homopolímeros são constituídos por apenas um monômero, e os copolímeros são os que apresentam pelo menos dois monômeros em sua estrutura.

O comportamento do polímero sintético depende dos materiais de partida (monômeros), do tipo de reação empregado para sua obtenção e da técnica de preparação. Os tipos de reação empregados são:

- a) poliadição, por exemplo, borracha estireno-butadieno (SBR) e etileno-acetato de vinila (EVA);
- b) policondensação, por exemplo, ER e PET;
- c) modificação química de outro polímero, por exemplo, estireno-butadieno-estireno (SBS).

Quanto ao seu comportamento frente às variações térmicas, os polímeros são classificados em categorias como indicado por Mano (1985, 1991):

- *termorrígidos*: são aqueles que não se fundem, sofrem degradação numa temperatura limite e endurecem irreversivelmente quando aquecidos a uma temperatura que depende de sua estrutura química. Apresentam cadeias moleculares que formam uma rede tridimensional que resiste a qualquer mobilidade térmica. Por exemplo: resina epóxi, poliéster, poliuretano;
- *termoplásticos*: são aqueles que se fundem e tornam-se maleáveis reversivelmente quando aquecidos. Normalmente consistem em cadeias lineares, mas podem ser também ramificadas. São incorporados aos asfaltos a alta temperatura. Por exemplo: polietileno, polipropileno, PVC;
- *elastômeros*: são aqueles que, quando aquecidos, se decompõem antes de amolecer, com propriedades elásticas. Por exemplo: SBR;
- *elastômeros termoplásticos*: são aqueles que, a baixa temperatura, apresentam comportamento elástico, porém quando a temperatura aumenta passam a apresentar comportamento termoplástico. Por exemplo: SBS e EVA.

Nem todos os polímeros são passíveis de serem adicionados ao CAP e nem todo CAP quando modificado por polímeros apresenta estabilidade à estocagem. Os asfaltos que melhor se compatibilizam com polímeros são aqueles que apresentam uma certa aromaticidade. A quantidade de polímero que deve ser adicionada ao ligante é variável e depende das propriedades finais desejadas. É necessário também verificar a adequada dispersão do polímero no CAP, de forma que a matriz polimérica fique fixada na estrutura do asfalto, ocluída nas malhas do ligante.

Os polímeros mais utilizados em pavimentação são elastômeros, plastômeros e borracha de pneu inservível. Existem outros tipos menos usuais que também podem ser utilizados.

Grande parte dos trabalhos de pavimentação refere-se à manutenção e ao reforço de rodovias existentes, havendo também maior preocupação com a qualidade da superfície quanto ao conforto e à segurança dos usuários em todas as condições climáticas; nesses casos, o desenvolvimento de novas concepções de misturas asfálticas tem exigido a utilização de asfaltos modificados. O uso de asfaltos modificados por polímeros pode reduzir a frequência das manutenções e aumentar a vida de serviço de pavimentos de locais de difícil acesso ou de custo muito elevado de interrupção do tráfego para reparos. Locais de tráfego canalizado também podem se beneficiar com o uso de asfaltos modificados.

O grau de melhoria e modificação do ligante e, em consequência, o seu custo dependem das necessidades do local onde será aplicado, considerando se é obra nova ou reforço, variações térmicas e cargas mecânicas às quais o trecho estará submetido, potencial para deformação permanente ou fadiga etc.

Como o asfalto é um material termoviscoelástico, suas características vão influenciar diretamente o desempenho das misturas asfálticas, tanto de deformação permanente quanto de fadiga. As deformações resultantes das cargas aplicadas, ou seja, as respostas da mistura asfáltica aos pulsos de carga gerados pelo tráfego em movimento podem ser bastante modificadas pela presença de polímeros no ligante, aumentando ou diminuindo as parcelas de viscosidade e de elasticidade do conjunto, para várias faixas de temperatura.

Já por muitas décadas vários pesquisadores têm tentado desenvolver usos industriais de vários modificadores de asfalto, tais como: fíleres especiais, fibras e borrachas, por exemplo. Nos últimos 30 anos, com o desenvolvimento de vários polímeros diferentes, as modificações do ligante tomaram impulso significativo.

Para que a modificação do ligante seja viável técnica e economicamente, é necessário que o polímero seja resistente à degradação nas temperaturas usuais de utilização do asfalto, misture-se adequadamente com o asfalto, melhore as características de fluidez do asfalto a altas temperaturas, sem que o ligante fique muito viscoso para a mistura e espalhamento, nem tão rígido ou quebradiço a baixas temperaturas.

O asfalto-polímero tem que manter suas propriedades durante a estocagem, aplicação e serviço, deve poder ser processado nos equipamentos das usinas convencionais, permanecer estável, física e quimicamente, ao longo de todas as fases e não necessitar de temperaturas muito diferenciadas para aplicação.

Na Europa, particularmente na Alemanha, misturas asfálticas feitas com asfalto modificado por polímero foram introduzidas na década de 1970. Nessa época, foram utilizados também na Itália revestimentos asfálticos com polietileno adicionado na própria usina misturadora.

O setor rodoviário brasileiro começou a utilizar ligantes modificados por polímero a partir de 1974 quando uma primeira experiência com CAP modificado com resina epóxi foi aplicada em um trecho de 275 m na BR-116, Rio-São Paulo. Logo em seguida foi feita uma aplicação, na ponte Rio-Niterói, de asfalto com 15% de resina epóxi líquida mais 40% de extrato aromático e mais um reticulador, o que alterou profundamente o asfalto, mas ficou muito onerosa, justificando-se seu emprego somente em obras muito especiais como é o caso da ponte Rio-Niterói com seu tabuleiro metálico. Houve em seguida uma experiência no Aeroporto Santos Dumont, um pequeno trecho na Avenida Atlântica e outro na Avenida Brasil, todos no Rio de Janeiro e com látex introduzido diretamente no tambor misturador da usina de concreto asfáltico, o que não foi muito eficiente e resultou em heterogeneidade da mistura final. Na forma de emulsão asfáltica modificada por polímero, a primeira experiência, ainda nos anos 1980, foi para uso em lama asfáltica e pintura de ligação no Autódromo de Jacarepaguá (PINTO; FARAH, 1983). Nesse mesmo autódromo foi feita uma segunda aplicação de mistura asfáltica com polímero SBS entre 1996 e 1997, utilizando asfalto com SBR para a pintura de ligação.

Trabalhos pioneiros envolvendo mistura de asfalto com polímero foram efetuados também pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) no Rio de Janeiro em 1990, que recobriu um trecho de cerca de 300 m da Rua Leopoldo Bulhões com mistura asfáltica com asfalto modificado por copolímero SBS e outros 300 m com asfalto modificado por copolímero EVA em comparação com trechos com ligante tradicional (RAMOS *et al.*, 1995).

A companhia Ipiranga, em seu segmento dedicado a asfaltos, investiu no asfalto-polímero e desde 1997 comercializou asfaltos modificados por SBS até 2007, quando deixou de existir. A Petrobras iniciou a comercialização de asfaltos modificados por SBS e SBR a partir de 1998.

#### 2.4.1 Polímeros mais comuns para uso em pavimentação

O grupo de polímeros termoplásticos normalmente usados em modificação de CAP consiste dos copolímeros randômicos de SBR, copolímeros em bloco SBS. A figura 2.37 mostra a representação esquemática de um polímero SBS. Mais recentemente têm sido utilizado asfaltos “altamente modificados”, denominados HiMA, termo utilizado para tecnologias de incorporação de um teor elevado de polímero no asfalto, tipicamente o dobro dos teores convencionais e que apresenta uma estrutura funcionalizada, facilitando sua incorporação com CAP de diferentes origens e que resultam em menor viscosidade possibilitando seu emprego na manufatura de emulsões asfálticas.

Porém, não basta conhecer somente o nome genérico do polímero, visto que muitos deles têm apresentação comercial diferenciada, tanto na formulação e obtenção das cadeias como na forma de apresentação, se granulado grosso ou fino, pó fino, líquido etc.

O copolímero SBS é comercializado tanto em forma de pó como em grânulos e, por exemplo, existe o da Kraton tipo linear TR1101, produzido no Brasil, e o estrelado TR1186 importado, ambos com cerca de 30% de estireno. O polímero SBR em geral é em forma de látex. O polímero SBS estrelado TR1186 Kraton apresenta MM duas vezes maior que o TR1101.

**Figura 2.37** – Representação esquemática da estrutura de um elastômero termoplástico à temperatura ambiente



Fonte: Shell, 2015.

Leite (1999) estudou quatro tipos de SBR, todos com 24% de estireno, da linha Butonal fornecidos pela Basf para preparo de asfaltos modificados. Dois deles são aniônicos, NS175 e NX1127, com 70 a 72% de sólidos e os outros dois são catiônicos, NS198 e NX1118, com 63 a 65% de sólidos. O polímero SBR não exige agitadores de alto cisalhamento para sua modificação, mas requer seleção da composição do CAP para alcance de compatibilidade.

O copolímero randômico SBR, por se apresentar sob forma de látex, é de fácil dispersão no CAP. Sua massa molar alta acarreta aumento de viscosidade, limitando seu emprego em 3%, o que influencia as propriedades mecânicas, sendo nesse caso inferiores às do SBS. A Basf

produz vários tipos de SBR de mesmo teor de estireno com propriedades distintas oriundos de diferentes massas molares que resultam em misturas compatíveis com CAPs de diferentes procedências.

Existem numerosos polímeros atualmente disponíveis no mercado, inclusive muitos deles com nomes comerciais, tais como Kraton, Europrene, Coperflex, Cariflex, entre outros, à base de polímero SBS.

Leite (1999) apresenta pesquisas sobre asfaltos polímeros inclusive considerando polímeros menos usuais em pavimentação. Desenvolveu formulações e condições operacionais de preparo de asfaltos modificados com diferentes polímeros a partir de petróleo brasileiros. Implementou ensaios para a caracterização reológica dos asfaltos modificados, usou compatibilizantes para misturas de CAP com SBS para melhoria da resistência ao envelhecimento e apresentou formulações estocáveis de asfalto com borracha de pneu.

Os asfaltos modificados por SBS, a partir de petróleo brasileiros, mostraram-se compatíveis empregando cimentos asfálticos de baixa penetração (inferior a 30 décimos de milímetro) com diluentes aromáticos convencionais, sendo que o uso de diluente altamente aromático possibilitou a compatibilização de qualquer tipo de CAP de petróleo brasileiro com SBS. O uso de diluentes de óleo de xisto no preparo de asfaltos modificados por SBS propiciou a redução da viscosidade a 135°C do produto.

Os asfaltos modificados por SBS apresentaram menor resistência ao envelhecimento, em virtude da degradação térmica do SBS, com perda de elasticidade, que os asfaltos modificados por EVA. A melhoria da resistência ao envelhecimento pode ser obtida por otimização do processo de preparação, por ajuste na formulação quanto à aromaticidade, mediante reticulação com enxofre e/ou uso de SBS em grãos e misturadores de alto cisalhamento.

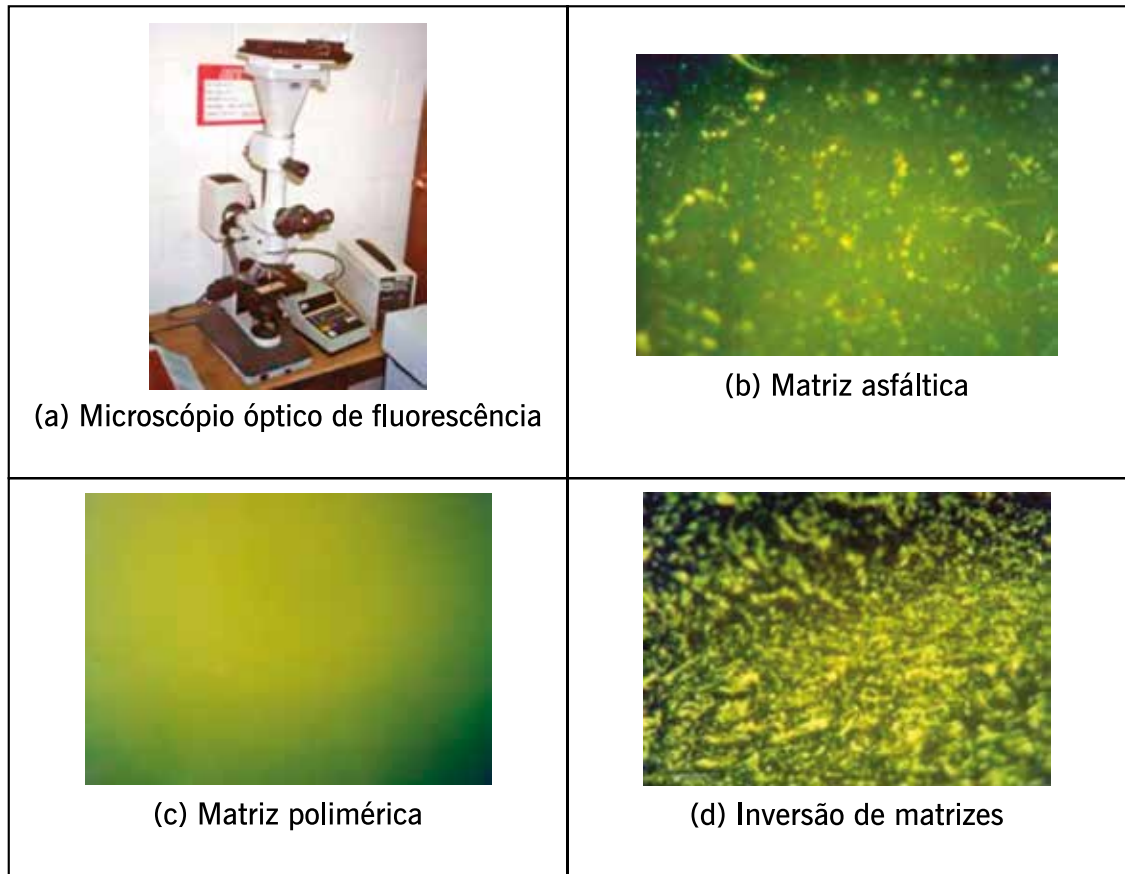
O conceito de compatibilidade está associado com a estabilidade à estocagem por dois conceitos:

- *compatível* – inexistente a separação de fases, sem precauções com manuseio, estocagem sem agitação;
- *semicompatível* – a separação de fases pode ocorrer. A separação lenta pode ser evitada através de estocagem com agitação, e a separação rápida de fases irá requerer agitação intensa mesmo em transporte por curto espaço de tempo.

Pode ser analisada a interação entre as fases asfalto-polímero pelo microscópio óptico de fluorescência, podendo ser visualizadas várias fases, conforme mostrado na figura 2.38. Também é possível distinguir o tipo de polímero incorporado com o uso de ampliações maiores.

O mecanismo de modificação do asfalto por SBS passa pelo inchamento e posterior formação de duas fases na escala micro: asfaltenos em maltenos e SBS em maltenos. Há também mistura física por atração molecular. A micromorfologia compatível é sensível a tratamentos térmicos. A inversão da matriz asfáltica em polimérica, desejável para as propriedades requeridas na pavimentação, ocorre em teores de 4 a 6% de SBS, que coincidem com a faixa usual de utilização e com a variação drástica de propriedades, por exemplo, o PA. Há recomendação de adição de mais 1% de SBS para garantia de qualidade. A seleção de CAP que acarrete compatibilidade é questão econômica (preço do CAP + custo de ajustes de polímero *versus* custos de tanques com agitação). Solubilidade em demasia nem sempre reflete melhores propriedades (LEITE, 1999).

**Figura 2.38** – Equipamento de análise da interação asfalto-polímero e fases do processo de incorporação

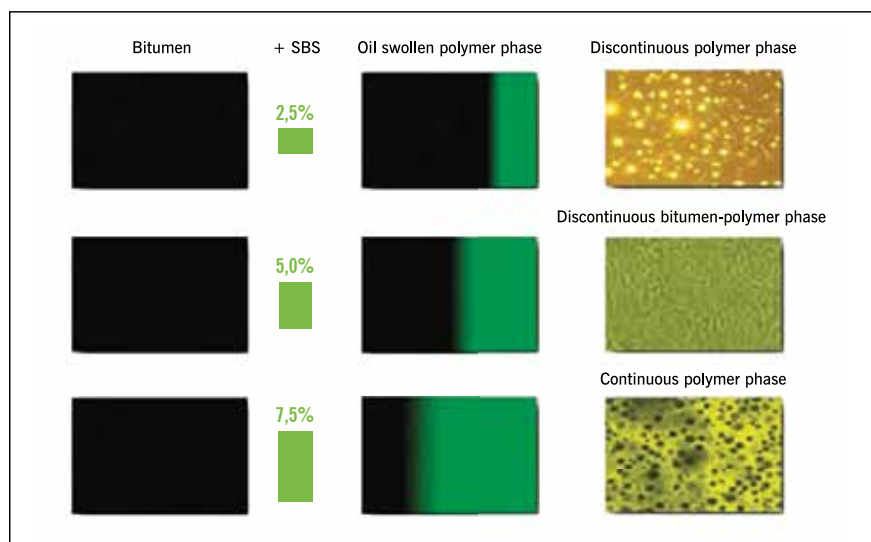


Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

Avaliações de vários aspectos de asfaltos modificados com polímero SBS e alguns outros aditivos podem ser vistos em Lima *et al.* (2009); Rodrigues *et al.* (2009); Oliveira *et al.* (2010); Tomé *et al.* (2012); Pamplona *et al.* (2012); Lima Filho *et al.* (2015).

Dois ligantes asfálticos modificados por polímeros que se destacam e já foram empregados no Brasil são o altamente modificado, denominado HiMA, que utiliza o SBS e o que usa o *reactive elastomeric terpolymer* (RET). Tanto o SBS quanto o RET são considerados polímeros elastômeros-termoplásticos, que, ao serem aquecidos, se comportam como termoplástico e em temperaturas mais baixas apresentam propriedades elásticas. Na figura 2.39 mostra-se a diferença de matriz formada com diferentes teores de SBS incorporados a um CAP. O copolímero SBS pode ter diferentes formas estruturais dependendo da natureza dos comonômeros e do tipo de associação entre eles, sendo necessárias avaliações particulares para cada tipo e fabricante.

**Figura 2.39** – Efeito do aumento do teor de SBS na morfologia do ligante asfáltico



Fonte: Kraton, 2016.

Martins (2014) avaliou diferentes ligantes asfálticos, convencionais e modificados entre eles um modificado com o polímero HiMA. A tabela 2.5 mostra alguns dos resultados obtidos para as amostras ensaiadas. Os ligantes CAP 50/70 e AMP 55/75 atendem aos limites requeridos pelas especificações brasileiras para CAP e asfalto modificado por polímeros elastoméricos, apresentada mais à frente. Comparando o desempenho dos ligantes de acordo com a especificação Superpave (que está detalhada no item 2.9), observa-se que o CAP 50/70 foi o que apresentou o PG mais baixo, mais suscetível à deformação permanente, resistindo ao tráfego padrão a 64°C de acordo com a especificação AASHTO TP-19-10. O AMP 55/75 foi classificado como PG 70-22 e o ensaio MSCR mostra que o 55/75 é mais resistente à deformação permanente, com menores valores de Jnr, compatível com tráfego extrapesado a 64°C. O HiMA obteve classificação PG em altas temperaturas e desempenho à deformação permanente bem superior aos demais ligantes modificados e de alto módulo dessa pesquisa. Dos nove ligantes analisados, verificou-se que o HiMA foi o mais resistente ao dano, com vida de fadiga muito superior aos demais, enquanto o CAP 15/25 foi o mais suscetível ao dano. O AMP 60/85 foi o ligante modificado com o segundo melhor desempenho, sendo superior inclusive ao CAP AM.

**TABELA 2.5** – RESULTADOS DE ENSAIOS DE ALGUNS DOS LIGANTES ASFÁLTICOS AVALIADOS POR MARTINS

Ensaio	Unidade	50/70A	50/70B	60-85	HiMA	AMP 55/75
Visc. Brookfield 135°C	cP	321	353	990	1790	1030
PEN (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	62	51	46	31	48
PA	°C	48,2	50,5	62,7	88,1	54,0
Recuperação elástica a 25°C	%	–	–	98,3	51,7	80
PG	–	64-16	64-16	70-XX	82-XX	70-22
PG, AASHTO TP 19	–	64S-16	64S-16	70V-XX	82H-XX	64E-22 70S-22

Fonte: Martins, 2014.

Klinsky *et al.* (2015) avaliaram o desempenho de misturas asfálticas preparadas com vários ligantes asfálticos e agregados, entre eles um modificado com o HiMA. No estudo utilizaram como método de ensaio o equipamento de tração indireta com velocidade controlada e o equi-

pavimento de flexão alternada em viga de quatro pontos sob a condição de deformação controlada. Foram comparados CAP 30/45, CAP borracha AB 08, CAP 60/85, CAP HiMA e CAP alto módulo, os agregados originários de duas pedreiras distintas e quatro faixas granulométricas, gerando 40 misturas diferentes. Os resultados mostram que o tipo de ligante, o tipo de agregado, a granulometria e o tipo de ensaio influenciaram diretamente na vida de fadiga. Concluíram que as misturas com o ligante HiMA apresentaram desempenho semelhante às misturas com o CAP 60/85 e o CAP alto módulo. Isso indica que, nas misturas asfálticas, são muitos os fatores intervenientes, e, portanto, as características de um ligante particular têm influência, claro, mas não determinam, sozinhas, o desempenho do conjunto.

Silva (2018) avaliou a aplicação de um CAP modificado por HiMA, comparado a outro modificado com SBS 60/85E segundo a especificação brasileira, em laboratório e aplicados em trechos experimentais, em uma rodovia estadual de Santa Catarina. Para a comparação optaram por manter igual o teor de modificador (6%), e os mesmos agregados. Os segmentos experimentais estão na rodovia SC-114 que cruza a serra catarinense, entre os municípios de São Joaquim e Paineira, possuem 280,00 m de extensão cada um, sendo uma restauração com 4 cm de espessura, sobreposta a uma camada Sami (antirreflexão de trincas). Uma das características da região serrana catarinense é a temperatura, que chega a -9°C, sendo uma das mais frias do Brasil, a temperatura média anual gira em torno dos 14°C e não ultrapassa 35°C em nenhuma das estações do ano. A obra foi executada em 2015 e até o final de 2018 nenhum dos segmentos apresentava defeitos estruturais. Os resultados dos ensaios dos ligantes mostraram que o ligante HiMA é mais viscoso, apresentou mais capacidade elástica e o PA mais elevado que o ligante AMP 60/85-E.

Mazzoni *et al.* (2020) apresentam uma avaliação de três ligantes asfálticos, um convencional CAP 30/45 e dois modificados por polímeros SBS. O grau de desempenho (PG) das amostras foi obtido de acordo com a norma AASHTO M332 (2014), considerando um nível de tráfego pesado (H), somente para temperatura alta do PG (ver item 2.9). A caracterização dos ligantes asfálticos é apresentada na tabela 2.6. Os ligantes asfálticos analisados apresentam características bem diferentes e os ligantes modificados apresentam desempenho superior ao ligante convencional em temperaturas elevadas, para um mesmo nível de tráfego. Analisaram vários aspectos dos três materiais virgens e envelhecidos no RTFOT a várias temperaturas. Concluem, entre outros aspectos, que o CAP 30/45 apresenta maior suscetibilidade térmica em relação aos materiais modificados, e o HiMA apresenta a maior rigidez em baixas frequências (altas temperaturas). Os ligantes modificados apresentaram maiores regiões viscoelásticas lineares (LVER) que o ligante convencional, principalmente em altas temperaturas. O aumento do nível de envelhecimento e a redução da temperatura de ensaio diminui a diferença entre os valores limites de LVER de ligantes convencionais e modificados.

**TABELA 2.6 – CARACTERÍSTICAS DOS LIGANTES ASFÁLTICOS AVALIADOS POR MAZZONI ET AL.**

Ligante	Penetração (0,1 mm)	Ponto de amolecimento (°C)	Viscosidade Brookfield (cP)			Recuperação elástica (%)	Grau de desempenho
			135 °C	150 °C	177 °C		
CAP 30/45	31	53,2	468	226	78	–	PG 64H-XX
SBS 60/85E	51	66,0	1.611	695	253	87,5	PG 76H-XX
HiMA	45	84,0	2.170	997	309	96,0	PG 82H-XX

Fonte: Mazzoni *et al.*, 2020.

O polímero RET é uma coluna de etileno com dois copolímeros acoplados, foi desenvolvido especificamente para a modificação de asfaltos, e apresenta as seguintes características: facilidade de incorporação ao ligante asfáltico, possibilidade de incorporação do polímero diretamente na usina de misturas asfálticas, estável e dispensa agitação contínua quando estocado, e tem propriedades equivalentes aos outros tipos de polímeros usados no asfalto. O termo reativo do nome indica que sua composição química é apropriada para reagir com os asfaltenos, formando um composto com estabilidade na estocagem. Também não depende do balanceamento adequado dos teores de aromáticos e asfaltenos para sua incorporação como ocorre com o SBS. O RET diminui a suscetibilidade térmica, melhora a adesividade aos agregados, a resistência ao envelhecimento e à deformação permanente. Foi inicialmente comercializado pela DuPont, que fez uma parceria com a Dow, e atualmente é um produto comercializado pela Dow. Na figura 2.40 mostra-se a configuração do RET e a sua reação com o CAP, que se mistura fisicamente com o asfalto formando um composto inseparável.

**Figura 2.40** – Aparência do polímero RET e de sua mistura com o cimento asfáltico



Fontes: Carvalho, 2016; Negrão, 2006.

O processo de modificação do asfalto com o RET é simples e inclui a adição de um catalisador ( $H_3PO_4$ ), como está explicado em Negrão *et al.* (2005) e Negrão (2006). Como a incorporação depende dos insumos e de aquecimento, com agitação temporária, pode ser realizada na própria usina, bastando adaptar um tanque com funis para a adição do polímero ao CAP, e com dois agitadores. A incorporação é química, portanto, estável.

Tomé *et al.* (2005) avaliaram a incorporação de RET em um CAP 50/60 e verificaram a sua incorporação química, a modificação das propriedades reológicas do CAP, com aumento na viscosidade dinâmica, alterando o comportamento de fluxo. A espectroscopia na região do infravermelho mostrou que o CAP modificado tornou-se mais resistente ao envelhecimento oxidativo, reduzindo a formação de carbonilas ( $C=O$ ), características de envelhecimento oxidativo, à medida que aumentou o tempo de envelhecimento. Concluíram que o terpolímero atuou como antioxidante tornando o CAP mais resistente ao processo de envelhecimento induzido.

O polímero RET é comercializado no Brasil com o nome de Elvaloy há muitos anos. São vários tipos disponíveis hoje em dia, nem todos usados na modificação de asfalto. Foi introduzido no Brasil em 2002, em um trecho experimental na rodovia Anhanguera. A partir daí muitos segmentos foram executados em várias rodovias federais, em vários estados.

Negrão (2006) avaliou a modificação de ligantes asfálticos com teores de 1%, 1,5% e 2% de RET e, também, dosou uma mistura asfáltica que foi aplicada nesse primeiro segmento experimental na rodovia Anhanguera.

Fernandes *et al.* (2010) avaliaram um ligante asfáltico produzido na Lubnor, puro e com incorporação de ácido polifosfórico, mostrando que o ácido aumenta a viscosidade, sem modificar seu comportamento newtoniano e proporciona uma melhoria em suas propriedades reoló-



gicas com um aumento do  $G^*$  e com uma diminuição do ângulo de fase, tornando os ligantes menos suscetíveis à deformação permanente.

Onofre *et al.* (2013) avaliaram, em laboratório, misturas asfálticas compostas com diferentes ligantes asfálticos, um convencional 50/70 que foi modificado com borracha moída de pneu; ácido polifosfórico (PPA); SBS tipo TR-1101; borracha de estireno-butadieno (SBR); EVA tipo HM 728; polietileno (PE) tipo UB160-C de baixa densidade e terpolímero Elvaloy tipo 4170. Concluíram que todas as modificações feitas proporcionaram aumento da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas, quando avaliadas por ensaios de *creep* dinâmico, em relação à mistura asfáltica preparada com CAP convencional.

Pereira e Morales (2017) avaliaram a incorporação de Elvaloy ao ligante asfáltico com adição de PPA. As características do asfalto modificado foram analisadas por testes reológicos, incluindo ensaio de recuperação de múltiplas tensões (MSCR) e FTIR. O ensaio MSCR mostrou que o ligante modificado apresentou valores mais baixos de (Jnr) e uma recuperação percentual maior, quando comparado com o ligante convencional. Esse comportamento indica que a adição de RET e PPA pode aumentar a resistência ao trincamento de misturas asfálticas. A avaliação estatística mostrou que o Elvaloy teve maior influência sobre as propriedades de Jnr (0,1 kPa), recuperação de MSCR, PA e recuperação elástica a 25°C e que o PPA também teve influência significativa nessas propriedades. Pela análise FTIR mostrou que as reações químicas ocorreram, formando uma rede polimérica tridimensional que melhora as características do ligante.

Duarte (2018) avaliou a modificação de um CAP 50/70 por polímero do tipo RET, de denominação comercial Pulimul, com adição de PPA para otimizar a reação entre ligante asfáltico e polímero reativo. Também avaliou o polietileno de alta densidade (HDPE, polímero termoplástico) com o PPA. Fez a comparação dos diversos ensaios desses dois produtos com o ligante asfáltico modificado com SBS (55/75-E) normalizado no país. Os resultados indicaram que o ligante modificado com os aditivos propostos melhoraram as propriedades como rigidez e elasticidade, a resistência às deformações permanentes e à fadiga em relação ao CAP convencional.

Carvalho *et al.* (2019) apresentam uma avaliação de misturas asfálticas produzidas com diferentes ligantes asfálticos, incluindo dois modificados com RET, de nome comercial Pulimul, em duas configurações. Relatam modificações no comportamento do ligante convencional quando adicionados esses polímeros. Essa modificação contribuiu para o aumento da rigidez e das propriedades elásticas das misturas asfálticas, além de garantir melhor desempenho em altas temperaturas.

Muitos outros autores brasileiros têm avaliado asfalto-polímeros diversos, em ligantes e misturas asfálticas, tais como Lucena *et al.* (2004); Magalhães (2004); Zegarra (2007); Bringel (2007); Alencar (2009); Motta *et al.* (2011); Domingos e Faxina (2013); Almeida (2013); Gama *et al.* (2016); Marcon (2016); Reis *et al.* (2016), Tinajeros (2016); entre outros.

## 2.4.2 Especificações brasileiras de asfalto modificado por polímeros

Como é difícil acompanhar quimicamente a incorporação do polímero ao asfalto, em muitos países as especificações baseiam-se nas alterações das características físicas e mecânicas do asfalto modificado, com base nos ensaios já descritos no item 2.2.5, procedidos da mesma forma ou com pequenas alterações para ressaltar a presença do polímero. Com o desenvolvimento de alguns outros ensaios físicos específicos complementares, foram montadas as principais especificações de asfalto modificado por polímero (AMP) no mundo.

Leite (1999) fez um balanço de mais de uma dezena de especificações de vários países, e ressaltou que em muitos existiam especificações particulares para cada tipo de polímero empregado. Em geral, elas se baseavam em medidas de tensão *versus* deformação, viscosidade *versus* temperatura, efeito do calor e do ar, estabilidade à estocagem, recuperação elástica, suscetibilidade térmica e módulo de rigidez.

O DNER (atual DNIT) apresentou uma especificação para asfalto modificado com SBS em 1999 (PINTO *et al.*, 1998; DNER, 1999). E, em 2011, o DNIT adotou nova especificação de asfalto-polímero DNIT 129/2011-EM que é equivalente à aprovada pela ANP, indicada na tabela 2.7.

O IBP, com a sua Comissão de Asfalto, propôs uma especificação de asfalto modificado por polímero que foi aprovada pela ANP conforme a Resolução 04/2010. Essa especificação é mostrada na tabela 2.8. Os ensaios referidos na tabela 2.8, que são diferentes daqueles já citados no item 2.2.5, são descritos em linhas gerais a seguir.

Na página da Abeda ([www.abeda.org.br/livros](http://www.abeda.org.br/livros)) está disponível o livro de Ceratti *et al.* (2015) e em separado o Anexo deste livro com todas as especificações brasileiras de ligantes asfálticos disponíveis à época.

A tabela 2.8 mostra uma especificação de asfalto polímero da União Europeia, apresentada na norma EN 14023. Nessa especificação são citados os ensaios Vialit e força de ductilidade. Há também quadros adicionais nessa norma que tratam da estabilidade à estocagem, ponto de ruptura Fraass e retorno elástico, como requisitos em regiões especiais. Também indica que o produtor deve estabelecer, documentar e manter atualizado um sistema de controle da produção na fábrica (CPF) para assegurar que os produtos disponibilizados no mercado estejam conformes com as características de desempenho declaradas. Esse sistema deve consistir em procedimentos, inspeções periódicas e ensaios, cujos resultados são utilizados para controlar a qualidade do produto. Definem a frequência apropriada dos ensaios e que os lotes devem estar identificados e conter a origem da sua produção. O produtor deve ter procedimentos escritos que especifiquem como devem ser tratados os produtos não conformes. Devem estabelecer procedimentos que assegurem a homogeneidade do produto e previnam a degradação e deterioração do asfalto modificado por polímero. Citam que alguns países europeus já utilizam o reômetro de flexão (BBR) e o reômetro DSR, ensaios que serão descritos mais adiante neste capítulo, para asfalto-polímero.

**TABELA 2.7 – ESPECIFICAÇÃO DE ASFALTO-POLÍMERO ELASTOMÉRICO BRASILEIRA**

Grau (PA, mínimo/recuperação elástica, mínimo)		55/75-E	60/85-E	65/90-E
<b>Ensaios na amostra virgem</b>	<b>Métodos</b>	<b>Límite de especificação</b>		
Penetração 25°C, 5 s, 100 g, dmm	NBR 6576	45/70	40/70	40/70
PA mínimo, °C	NBR 6560	55	60	65
Viscosidade Brookfield a 135°C, <i>spindle</i> 21, 20 rpm, máximo, cP	NBR-15184	3.000	3.000	3.000
Viscosidade Brookfield a 150°C, <i>spindle</i> 21, 50 rpm, máximo, cP	BR-1518 4	2.000	2.000	2.000
Viscosidade Brookfield a 175°C, <i>spindle</i> 21, 100 rpm, máximo, cP	NBR-15184	1.000	1.000	1.000
Ensaio de separação de fase, máximo, °C	NBR 15166	5	5	5
Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, mínimo, %	NBR-15086	75	85	90
<b>Ensaios no resíduo do RTFOT</b>				
Varição de massa, máximo, %	ASTM D 2872	1	1	1
Varição do PA, °C, máximo	NBR-6560	-5 a +7	-5 a +7	-5 a +7
Porcentagem de penetração original, mínimo	NBR-6576	60	60	60
Porcentagem de recuperação elástica original a 25°C, mínimo	NBR-15086	80	80	80

Fonte: ANP, 2010.

**TABELA 2.8 – ESPECIFICAÇÃO PARA ASFALTO MODIFICADO COM POLÍMEROS - PROPRIEDADES APLICÁVEIS A TODOS OS ASFALTOS MODIFICADOS COM POLÍMERO NA EUROPA (EN 14023/2013)**

Característica/propriedade	Método de ensaio	Unidade	Classes para todos os betumes modificados com polímeros										
			2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Penetração a 25°C	EN 1426	0,1 mm	10-40	25-55	45-80	40-100	65-105	75-130	90-150	120-200	200-300	≥ 0,5 a 25°C	
Temperatura de amolecimento	EN 1427	°C	≥ 80	≥ 75	≥ 70	≥ 65	≥ 60	≥ 55	≥ 50	≥ 45	≥ 40		
Coesão <sup>a</sup>	Força de ductilidade <sup>a</sup> (tração a 50 mm/mínimo) ou	EN 13589 seguido de EN 13703	J/cm <sup>2</sup>	≥ 3 a 5°C	≥ 2 a 5°C	≥ 1 a 5°C	≥ 2 a 0°C	≥ 2 a 10°C	≥ 3 a 10°C	≥ 0,5 a 15°C	≥ 2 a 15°C		≥ 0,5 a 20°C
	Ensaio de tração <sup>a</sup> (tração a 100 mm/min.) ou	EN 13587 seguido de EN 13703	J/cm <sup>2</sup>	≥ 3 a 5°C	≥ 2 a 5°C	≥ 1 a 5°C	≥ 3 a 0°C	≥ 3 a 10°C					
	Pêndulo Vialit <sup>b</sup> (ensaio de impacto)		J/cm <sup>2</sup>	≥ 0,7									
Resistência ao envelhecimento <sup>b</sup>	Penetração retida	EN 12607-1	%	≥ 35	≥ 40	≥ 45	≥ 50	≥ 55	≥ 60				
	Aumento da temperatura de amolecimento		°C	≤ 8	≤ 10	≤ 12							
	Varição em massa <sup>c</sup>		%	≤ 0,3	≤ 0,5	≤ 0,8	≤ 1,0						
Temperatura de inflamação	EN ISO 2592	°C	≥ 250	≥ 235	≥ 220								

<sup>a</sup> O método de medida da coesão deve ser selecionado com base na aplicação final. A coesão Vialit (EN 13588) deve ser apenas utilizada nos ligantes para tratamentos superficiais.

<sup>b</sup> O ensaio referência é o RTFOT a 163 °C. Para alguns betumes modificados com polímeros, muito viscosos, onde a viscosidade é demasiado elevada para que se produza uma película em movimento, não é possível efetuar o RTFOT à temperatura de referência a 163 °C. Nestes casos o procedimento deve ser efetuado a 180 °C de acordo com a EN 12607-1.

<sup>c</sup> A variação em massa pode ser positiva e negativa.

Fonte: EN 14023, 2013.

### 2.4.3 Ensaios correntes de asfalto-polímero

#### Recuperação elástica ou retorno elástico

A recuperação elástica é um ensaio que utiliza o dutilômetro com molde modificado; o teste é realizado a 25°C ou a 4°C; a velocidade de estiramento é de 5 cm/min para distinguir bem materiais modificados com elastômeros dos demais. Interrompe-se o ensaio após atingir-se 200 mm de estiramento e secciona-se o fio de ligante, em seu ponto médio, observando-se ao final de 60 minutos quanto houve de retorno das partes ao tamanho original, ou seja, após junção das extremidades seccionadas, mede-se novamente o comprimento atingido. Esse valor é comparado com o especificado. As normas deste ensaio são ASTM D 6084 e ABNT NBR 14756.

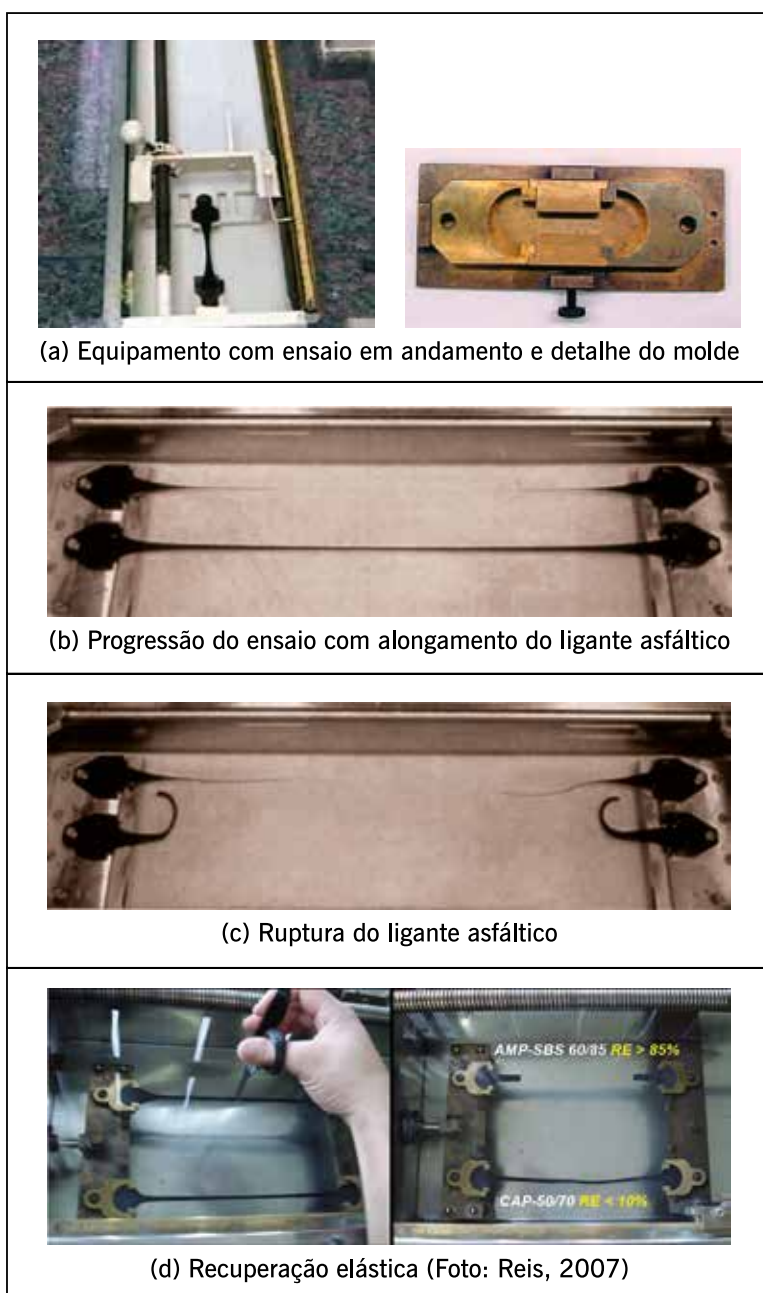
Na figura 2.41 ilustra-se o ensaio e a diferença de comportamento de um ligante modificado por polímero e um convencional. Esse ensaio mostra claramente o efeito do aumento do teor de elastômero no asfalto, porém é pouco sensível aos efeitos dos plastômeros; não depende linear-

mente do teor do polímero e sim da interação do polímero com o asfalto, nem apresenta relação linear com PA. Porém, não se relaciona facilmente com desempenho em campo (LEITE, 1999).

Existe ainda um outro tipo de ensaio que pode ser feito usando um dutilômetro acoplado a um transdutor de força chamado de força-dutilidade (*force-ductility*) que determina a força necessária para estiramento do ligante até a ruptura, sob taxa de alongamento constante. Esse tipo de ensaio é usado em algumas especificações internacionais como a europeia citada (EN 14023), e as normas do ensaio são EN 13589 seguida de EN 13703.

**Figura 2.41** – Ensaio de recuperação elástica mostrando em (a) o início do alongamento; (a) dutilidade em amostra de asfalto sem modificação (ao fundo) e modificado por polímero (na frente) e (c) o mesmo ensaio de (b) após ruptura (d) recuperação elástica do asfalto sem e com polímero.

Ensaio de separação de fases ou estabilidade à estocagem



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

## Ensaio de separação de fases ou estabilidade à estocagem

O ensaio de separação de fases (ABNT NBR 15166) é empregado para quantificar a estabilidade à estocagem e correlaciona-se muito bem com observações em microscopia óptica por fluorescência e, também, com resultados de tempo de relaxação do *spin* hidrogênio por RNM. Consiste em se colocar o asfalto-polímero em um tubo metálico padronizado, na vertical, em repouso, durante 5 dias dentro de uma estufa a 163°C e, ao final desse período, colher uma amostra em dois pontos distintos: um no topo e outro no fundo do tubo. Nessas amostras são realizados os ensaios de PA e de recuperação elástica. As diferenças entre os resultados das amostras do topo e da base não podem ser maiores do que os limites máximos especificados na tabela 2.8, para que a mistura asfalto-polímero testada seja considerada estocável. Na figura 2.42 são mostrados os tubos metálicos padronizados do ensaio de compatibilidade, colocados dentro da estufa e um esquema desse ensaio.

Zou *et al.* (2017) avaliaram os efeitos de teores de nanopartículas, tempo de armazenamento e temperatura na estabilidade à estocagem de ligantes asfálticos modificados por nanopartículas de titânio. Utilizaram os ensaios de estocagem e o reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) para analisar dois tipos de ligante asfáltico modificados com dióxido de nanotitânio. O ensaio de estabilidade à estocagem foi afetado pela presença das nanopartículas.

Yin e Moraes (2018) resumiram inúmeros resultados de ensaio de estabilidade à estocagem de ligantes asfálticos contendo plásticos reciclados (a maioria de polietileno) para verificar a tendência à separação de fases entre os dois materiais. Esse ensaio é usado como indicador do grau de compatibilidade química entre os dois componentes. Mostraram dificuldade de compatibilização e os autores sugeriram formas de melhorar essa condição.

Xie *et al.* (2019) avaliaram vários aspectos da incorporação de borracha moída e borracha ativada com acrilamida em ligante asfáltico. Avaliaram a estabilidade à estocagem, o PA, a viscosidade, a resistência à deformação permanente, a ductilidade e o módulo de rigidez. A estabilidade à estocagem variou com o tipo de tratamento feito na borracha.

Yin *et al.* (2020) utilizaram diversos ensaios para analisar o desempenho de asfaltos e misturas asfálticas contendo plástico reciclado, entre eles o ensaio de estocagem.

Uma técnica recente para avaliar a compatibilidade de asfaltos modificados por polímero consiste na combinação das técnicas de polarização cruzada (CP) e rotação segundo ângulo mágico (MAS) que constitui a técnica básica da RNM (NMR em inglês). A RNM no estado sólido permite o estudo de mobilidade molecular e homogeneidade de asfaltos modificados. O estudo da estrutura de asfaltos modificados pelas constantes de tempo de relaxação do *spin* hidrogênio ( $T^1H$ ), determinadas pela taxa de difusão de spin pelas amostras de asfaltos modificados, mostra que a técnica da RNM pode ser usada para medida de compatibilidade e mobilidade moleculares (LEITE, 1999).

**Figura 2.42** – Ensaio de separação de fases ou estabilidade ao armazenamento de asfalto-polímero  
 (a) recipientes padrão colocados dentro da estufa e (b) desenho esquemático da amostragem de ligante armazenado dentro do recipiente e ensaio



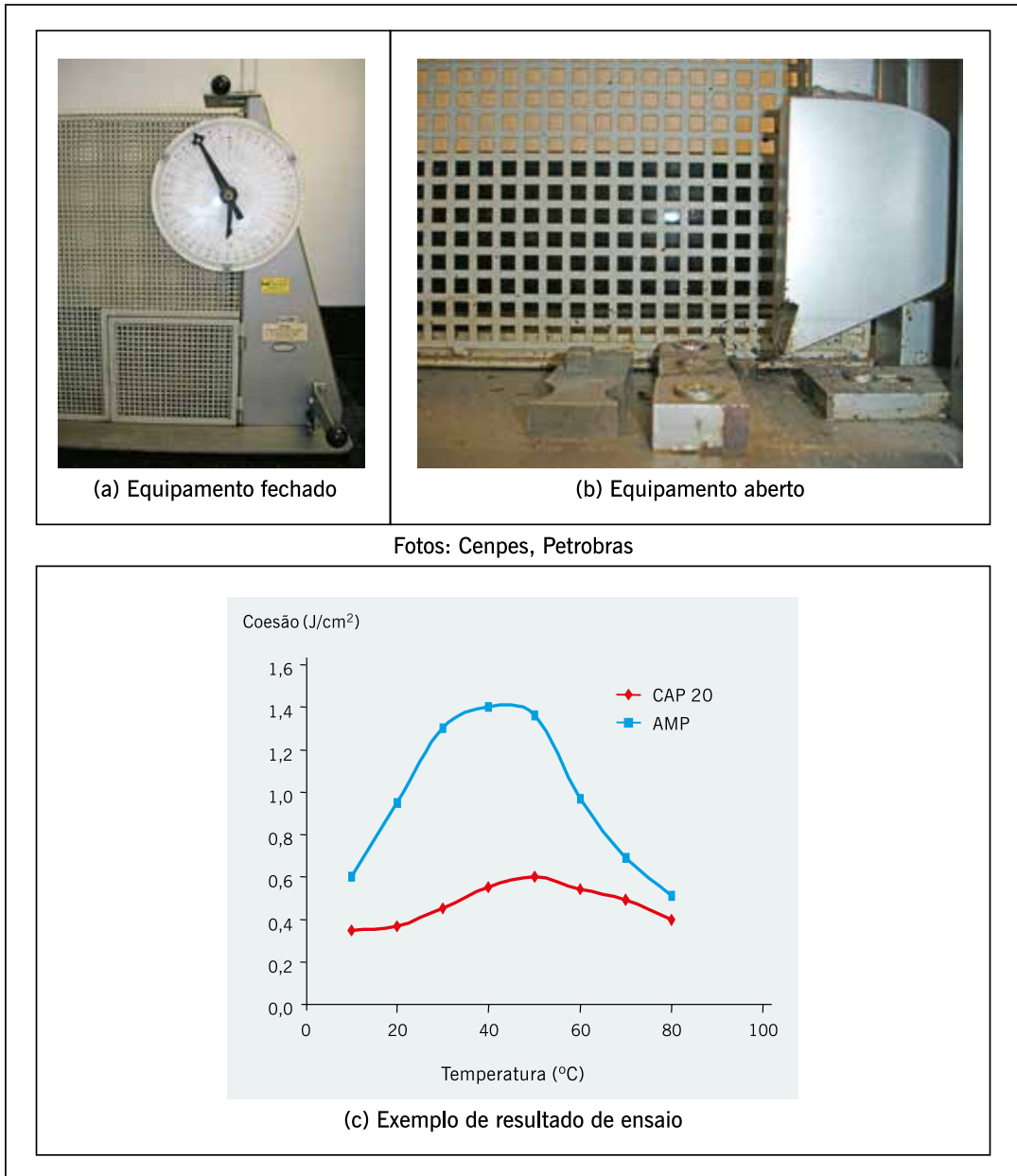
Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

### Coesividade Vialit

Esse ensaio mede a característica de coesão proporcionada pelo asfalto-polímero por meio de um pêndulo que solicita uma amostra do material a ser testado. Esse método consiste em depositar uma fina camada do ligante a ser testado entre dois cubos que possuem, em uma de suas faces, uma área “dentada”. Faz-se a medição da energia necessária para descolar os dois cubos. Esse método está padronizado na França como TT 66-037.

A figura 2.43 mostra uma foto do equipamento e um exemplo de resultado para asfaltos convencionais e modificados por polímero. A coesão Vialit consiste na medida da energia necessária para promover a ruptura de uma película de ligante colocada dentro do equipamento e solicitada por impacto pela passagem de um pêndulo. Esse ensaio originalmente era associado ao emprego em tratamentos superficiais, porém, também pode servir para comparações entre tipos de ligantes. A coesão varia com a temperatura do ensaio como mostrado na figura 2.42. A presença do polímero em geral aumenta a coesão do ligante. O ensaio de coesividade estima o grau de adesão entre um agregado e um ligante quando sujeitos a um impacto repentino.

**Figura 2.43** – Equipamento de ensaio de coesão Vialit e exemplo de resultado



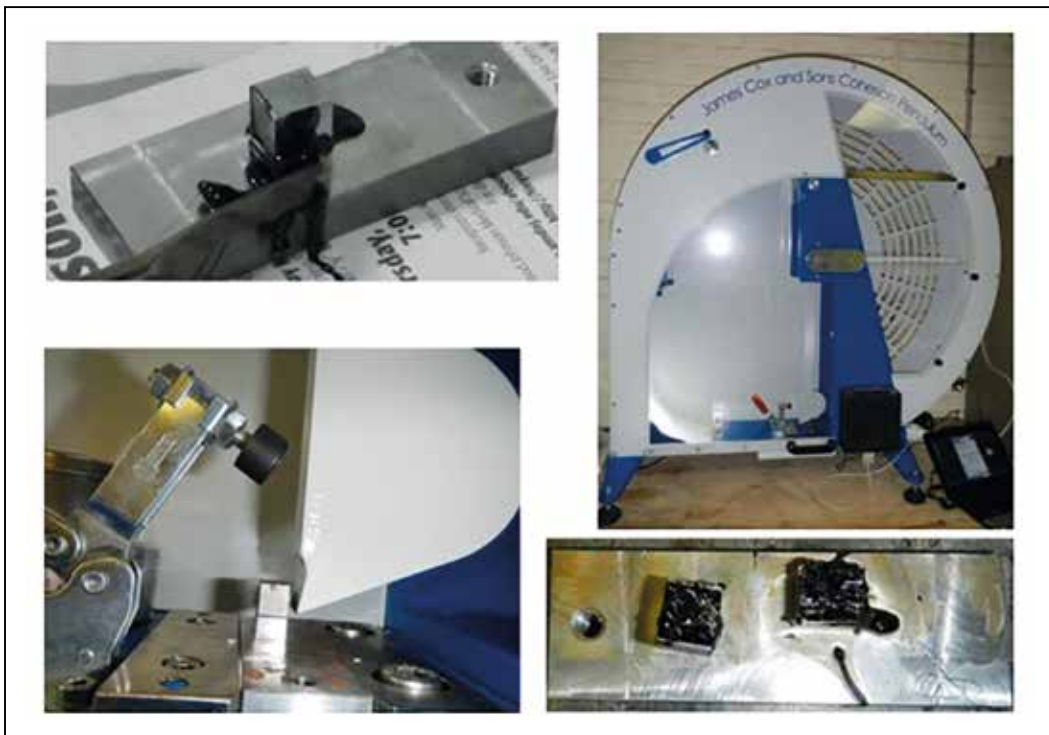
Fonte: Leite, 2003.

Rowe (2014) mostra uma versão do equipamento mais atual e indica que a coesão é calculada considerando a conservação de energia, e a conversão de energia potencial em energia cinética e vice-versa. A figura 2.44 mostra essa versão do equipamento, mais moderna do que a mostrada na figura anterior que é a existente no Cenpes.

Rowe (2016) indica que o pêndulo de coesão Vialit tem sido usado por muitos anos na Europa como uma ferramenta para avaliar ligantes modificados com ênfase em aplicações em capa selante ou operações de remendos de superfície. A coesão medida nesse dispositivo é considerada como um indicador de qualidade do asfalto e do polímero. Esse ensaio mostra uma transição entre ruptura frágil e dúctil do ligante modificado. Apresenta uma série de ensaios no Vialit e em outros ensaio de fratura e curvas mestras feitas com os ligantes. A fratura do asfalto modificado é dependente da velocidade de aplicação e da temperatura e este parâmetro requer avaliação cuidadosa. O ensaio Vialit, embora tenha sua interpretação fundamentada em parte em um banco de dados empíricos, tem boa correlação com outros ensaios, tais como o ensaio de tração direta (DTT).

A norma europeia EN 13588/2017 descreve o ensaio, indicando seu uso para asfaltos puro, modificado ou mesmo emulsões (nesse caso faz-se no resíduo). O ensaio pode ser realizado a temperaturas de -10°C a 80°C, para obter a correlação entre a coesão e a temperatura.

**Figura 2.44** – Equipamento Vialit: corte de uma amostra impressada entre dois blocos (canto superior esquerdo), visão geral do aparelho (parte superior direita), pêndulo atingindo o bloco superior (parte inferior esquerda) e superfícies fraturadas (parte inferior direita)



Fonte: Rowe, 2014.

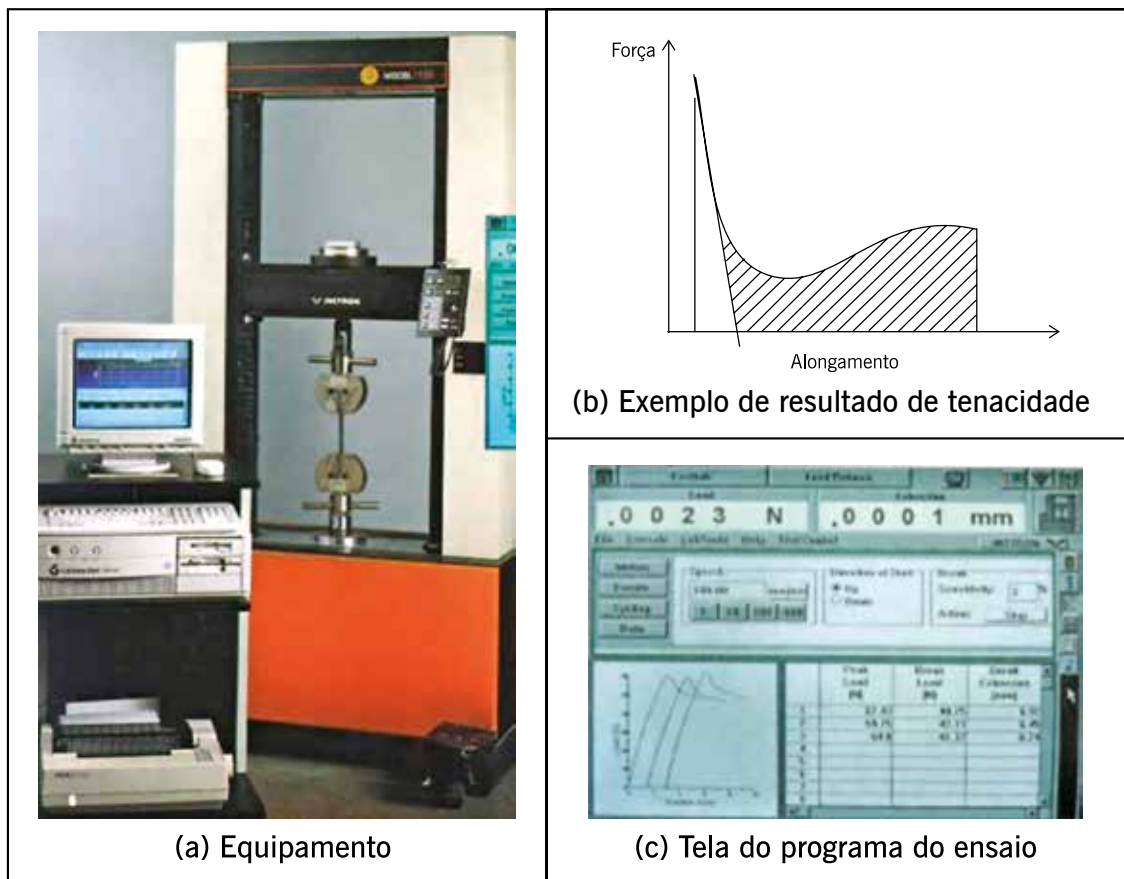
### **Ensaio de fragilidade e tenacidade (*toughness & tenacity*)**

A fragilidade é a medida do trabalho total para tracionar uma amostra de ligante numa prensa de laboratório e a tenacidade é o trabalho requerido para alongar a amostra depois que a resistência inicial foi superada (ASTM D 5801).



O ensaio chamado *toughness & tenacity*, sem tradução oficial no Brasil, tentativamente denominado por fragilidade & tenacidade, é realizado à temperatura ambiente com velocidade de 500 mm/min e consiste em medir a força necessária para tracionar um cabeçote hemisférico imerso dentro de uma amostra do ligante. A fragilidade é definida como o trabalho total para tracionar até o rompimento um corpo de prova de ligante, representada pela área total sob a curva resultante do ensaio e a tenacidade é definida como o trabalho necessário para estirar o ligante após o ponto de escoamento (*yield point*) representado pela área hachurada na figura 2.45. Vem sendo empregado desde 1988 em estudos de ligantes modificados com polímero e verificou-se, por exemplo, que quando se aumenta o teor de SBR no asfalto, essa propriedade aumenta. Esse ensaio faz parte das especificações ASTM de asfaltos modificados por SBR. A figura 2.42 também mostra o equipamento de medida de tenacidade (ASTM D 5801/2017) utilizado para qualificar asfaltos modificados por polímero, usando uma prensa de laboratório. Em 2019, foi publicada uma norma para medida de pegajosidade (*tackiness*) ou aderência de ligantes asfálticos e emulsões, conforme método ASTM D 8189, usando o reômetro de cisalhamento dinâmico, sendo a amostra testada sob deformação controlada, sujeita à tração a várias temperaturas.

**Figura 2.45** – Equipamento do ensaio de tenacidade, exemplo de resultados obtidos e tela do programa de controle do ensaio



Fonte: Cenpes, Petrobras, 2010.

## 2.5 ASFALTO-BORRACHA

Uma forma alternativa de se incorporar os benefícios de um polímero ao ligante asfáltico, e ao mesmo tempo reduzir problemas ambientais, é utilizar a borracha de pneus inservíveis em misturas asfálticas. Os pneus inservíveis são problemas para a sociedade e sua utilização em pavimentação tem sido uma das técnicas mais utilizadas em todo o mundo porque emprega grande volume desse resíduo com melhorias para as misturas asfálticas sob vários aspectos.

Um pneu de veículo de passeio típico (Goodyear P 195/75R14), com massa aproximada de 10 kg, contém (BERTOLLO, 2002):

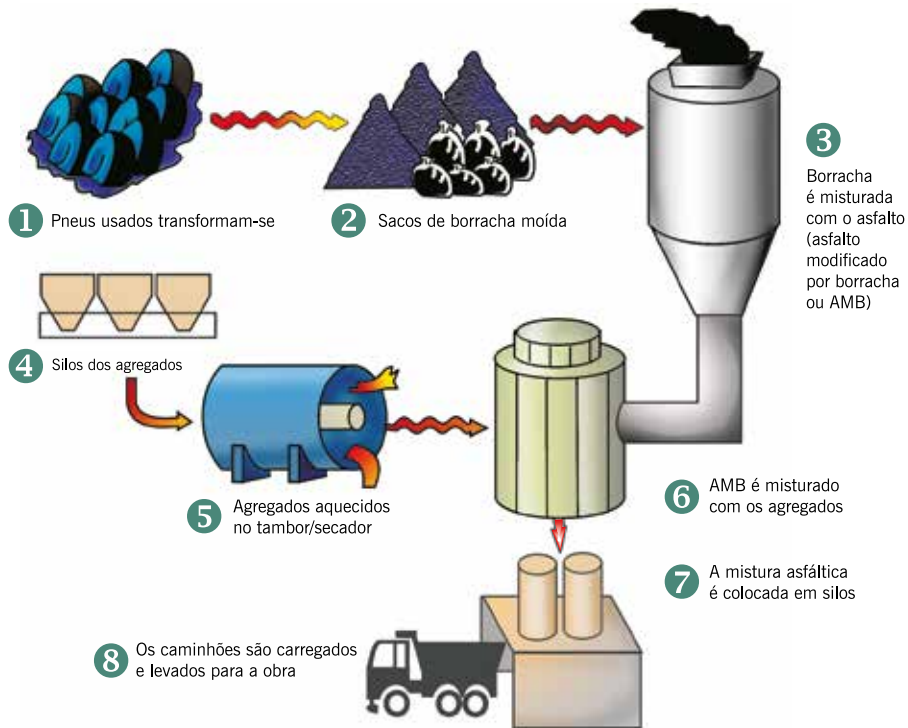
- 2,50 kg de diferentes tipos de borracha sintética;
- 2,0 kg de oito diferentes tipos de borracha natural;
- 2,5 kg de oito tipos de negro de fumo;
- 0,75 kg de aço para as cinturas;
- 0,50 kg de poliéster e náilon;
- 0,25 kg de arame de aço;
- 1,5 kg de diferentes tipos de produtos químicos, óleos, pigmentos etc.

No Brasil, em 2019, foram comercializados aproximadamente 74,3 milhões de unidades de pneus, distribuídos em 59% reposição, 21% montadoras e 20% exportação (ANIP, 2020). São descartados por ano pelo menos 450 mil toneladas de pneus, o que equivale a cerca de 90 milhões de unidades utilizadas em carros de passeio. De 1999 a 2019 foram recolhidos e destinados adequadamente mais de 1,04 bilhão de pneus de passeio, destinados a: 70% como combustível em fornos de cimenteira, e os outros 30% se distribuíram em produção de artefatos (tapetes, pisos), asfalto-borracha e laminação (solas de sapato etc.) (Reciclanip.org.br).

São dois os métodos de incorporação da borracha triturada de pneus às misturas asfálticas: o processo úmido (*wet process*) e o processo seco (*dry process*). No processo úmido, a borracha finamente triturada é adicionada ao CAP aquecido, produzindo ligante modificado, que tem sido denominado de asfalto-borracha (*asphalt rubber*, em inglês). O asfalto-borracha pode ser utilizado em serviços de pavimentação, abordados no capítulo 4, como: concreto asfáltico (CA), *stone matrix asphalt* ou *stone mastic asphalt* (SMA), camada porosa de atrito (CPA), tratamentos superficiais (TS), selagem de trincas e de juntas. No processo úmido, o pó de pneus representa em geral 15 a 20% da massa de ligante ou menos que 1,5% da massa total da mistura.

A figura 2.46 mostra um esquema do processo úmido e a figura 2.47 aspectos da consistência do asfalto-borracha no momento da usinagem, processo estocável (*terminal blending*).

**Figura 2.46** – Esquema de fabricação do asfalto-borracha via úmida pelo processo de mistura estocável (*terminal blending*)



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

**Figura 2.47** – Exemplo de maior consistência do asfalto-borracha no momento da usinagem



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

O ligante modificado por borracha moída de pneus por via úmida, dependendo do seu processo de fabricação, pode ser estocável ou não. O sistema não estocável é conhecido como *continuous blending* e é produzido com equipamento misturador na própria obra e, nessa condição, deve ser aplicado imediatamente devido à sua instabilidade e, assim, apresenta algumas características diferentes do asfalto-borracha estocável. O sistema estocável, conhecido como *terminal blending*, é preparado com borracha moída de pneus finíssima (partículas passantes na peneira nº 40) e devidamente misturado em um terminal especial, produzindo um ligante estável e relativamente homogêneo, posteriormente transportado para cada obra. Esse sistema, quando comparado com o sistema *continuous blending*, permite uma economia de tempo e de custos já que o ligante asfáltico modificado é produzido e transportado para várias obras ao mesmo tempo, enquanto no sistema *continuous blending* cada obra deve possuir um equipamento de fabricação de asfalto-borracha. Além disso, o controle de qualidade do asfalto-borracha fabricado em um terminal é mais acurado e confiável.

Podem ser obtidas maiores informações sobre asfalto-borracha em Oda (2000); Faxina (2002); Bertollo *et al.* (2003); Morilha (2004); Dantas Neto (2004); Neves Filho (2004); Pinheiro (2004); Specht (2004); Dias (2005); Rubbioli (2005); Pilati (2008); Lima (2008); Thives *et al.* (2009); Fontes (2009); Fontes *et al.* (2009); Ribas (2010); Meneguini (2011); Camargo (2016); Nunes (2017), entre outros autores.

O asfalto-borracha estocável (*terminal blending*) deve ser processado em altas temperaturas por agitação em alto cisalhamento. Obtém-se assim a despolimerização e a desvulcanização da borracha de pneu permitindo a reação da borracha desvulcanizada e despolimerizada com moléculas do CAP, o que resulta em menor viscosidade do produto.

O processo de mistura via úmida imediatamente antes da usinagem (*continuous blending*) é realizado em equipamentos especiais, que são acoplados às usinas de concreto asfáltico, e só se adiciona a borracha moída ao CAP minutos antes de ele ser incorporado ao agregado. A figura 2.48 mostra um exemplo desse tipo de equipamento atuando no Rio de Janeiro, em uma obra do DER RJ em 2010. Foram executados 35 km de recapeamento com essa técnica de asfalto-borracha misturado na usina, na rodovia RJ 122, entre Parada Modelo e Cachoeira de Macacu. Segundo relato do engenheiro Ângelo Pinto, responsável pela obra, até 2020 o trecho apresentava excelentes condições. Oito pontos selecionados na extensão total foram ensaiados com o simulador de tráfego à época da construção.

O asfalto-borracha obtido pelo processo imediato, chamado de não estocável ou *just in time*, conduz a um inchamento superficial da borracha nos maltenos do CAP o que permite o uso de borracha com maior tamanho de partícula e aumento da viscosidade. Não ocorre despolimerização nem desvulcanização e a agitação é feita em baixo cisalhamento.

Existe ainda o chamado asfalto-borracha híbrido, conhecido como *ground tyre rubber hybrid* (GTRH) constituído de um asfalto-borracha *terminal blending* com polímeros, podendo ser SBS ou outros, apresentando melhor estabilidade à estocagem e menor viscosidade. A quantidade de borracha moída no ligante é maior que a dos polímeros e esses produtos se enquadram nas especificações por desempenho ASTM D 6373. Atende até a especificação Superpave de PG 76-22.

**Figura 2.48** – Exemplo de usina móvel de preparação de asfalto-borracha na usina atuando numa obra do estado do Rio de Janeiro



Fonte: Ângelo Pinto 2015.

O StellarFlex® GTRH é um asfalto híbrido modificado com borracha de pneu e polímero de SBS, que mantém o desempenho, a estabilidade e a trabalhabilidade de um asfalto modificado com polímero SBS, além de adicionar a elasticidade e os benefícios ambientais da borracha reciclada de pneus (<https://associatedasphalt.com/products/specialty-products/Associated-Asphalt-StellarFlex-GTRH-Presentation.pdf>, 2018).

No processo seco, a borracha triturada entra como parte do agregado pétreo da mistura e juntamente com o ligante asfáltico dá origem ao produto “agregado-borracha” ou concreto asfáltico modificado com adição de borracha (Rumac – *rubber modified asphalt concrete*). A mistura modificada com adição de borracha via seca só deve ser utilizada em misturas asfálticas a quente (concreto asfáltico convencional ou com granulometria especial descontínua – *gap-graded*, por exemplo), não devendo ser usada em misturas a frio (SPECHT, 2004; PATRIOTA, 2004; PINHEIRO, 2004; DIAS, 2005; SANTOS, 2005; MENEGUINI, 2011; SILVA *et al.*, 2019).

Em 2005 o Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná (DER/PR) editou a especificação de serviço DER/PR ES – P 28 que foi atualizada em 2018, destinada a regulamentar o emprego de asfalto-borracha em obras de pavimentação com misturas a quente. Essa especificação de serviço, quanto ao ligante e aspectos particulares diz:

- O concreto asfáltico usinado a quente com asfalto-borracha pode ser empregado como revestimento, camada de ligação, regularização ou reforço e na recuperação ou recomposição superficial de pavimento.
- Todo carregamento de ligante betuminoso, com incorporação de borracha por via úmida, que chegar à obra, deve apresentar o certificado de qualidade (ensaios) correspondente à data de fabricação ou ao dia de carregamento e transporte para o canteiro de

serviço. Deve trazer também indicação clara da procedência, tipo, quantidade do seu conteúdo e distância de transporte entre a fonte de produção e o canteiro de serviço.

- Sem a aceitação do DER/PR, do projeto de dosagem da mistura asfáltica.
- O material a ser empregado é o cimento asfáltico de petróleo modificado por borracha moída de pneus, tipo *terminal blending*, atendendo à Resolução ANP nº 39/2008. O emprego de outros tipos de cimentos asfálticos que venham a ser produzidos e especificados no país pode ser admitido, desde que tecnicamente justificado e sob a devida aprovação do DER/PR.

O DER/SP tem a especificação ET-DE P 00/030, e o Deinfra de Santa Catarina tem a especificação DEINFRA/SC ES-P 05/16 de concreto asfáltico com asfalto-borracha.

Na tabela 2.9 estão indicados os requisitos para o asfalto-borracha estocável, conforme a Resolução ANP nº 39, de 24.12.2008 – DOU 26.12.2008. No DNIT essa especificação é adotada pela norma DNIT 111/2009 – EM.

Na figura 2.49 apresenta-se um equipamento para a medida da recuperação elástica por torção, empregado em algumas especificações estrangeiras. No Brasil, a especificação emprega o dutilômetro para essa avaliação (ABNT NBR 15086).

**TABELA 2.9 – ESPECIFICAÇÕES DOS CIMENTOS ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO MODIFICADOS POR BORRACHA MOÍDA DE PNEUS – ASFALTOS-BORRACHA**

Característica	Unidade	Limite		Método	
		AB8	AB22	ABNT/NBR	ASTM
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	30–70		6576	D 5
PA, mínimo	°C	50	55	6560	D 36
Viscosidade Brookfield a 175°C, <i>spindle</i> 3, 20 rpm, máximo	cP	800-2.000	2.200-4.000	15529	D 2196
Ponto de fulgor, mínimo	°C	235		11341	D 92
Estabilidade à estocagem, máximo	°C	9		15166	D 7173
Recuperação elástica a 25°C, 10 cm, mínimo	%	50	55	15086	D 6084
Variação em massa do RTFOT, máximo	% massa	1,0		15235	D 2872
<b>Ensaio no resíduo RTFOT</b>					
Variação do PA, máximo	°C	10		6560	D 36
Porcentagem de penetração original, mínimo	%	55		6576	D 5
Porcentagem de recuperação elástica original (25°C, 10 cm) mínimo	%	100		15086	D 6084

Fonte: ANP, 2008.

A norma ASTM 6114/6114M-2019 apresenta a especificação de asfalto-borracha. O ligante asfáltico com adição de borracha de pneu reciclado e aditivos, conforme necessário, deve ter a borracha misturada no ligante quente o suficiente para inchar as partículas e promover a interação antes do uso. Contempla três tipos (I, II, III), e os ensaios de classificação são: viscosidade aparente a 175°C de preferência no equipamento Brookfield (podendo usar o DSR), com alguns cuidados na preparação e execução do ensaio; penetração a 25°C e a 4°C; PA; resiliência (ASTM D5329); ponto de fulgor; penetração retida a 4°C após envelhecimento na estufa de filme fino (TFOT – D 1754/1754M). Não é uma especificação por desempenho. Inclui várias características que a borracha moída deve ter, incluindo passar integralmente na peneira nº 8

(2,36 mm). O tipo I é recomendado para locais de clima mais quente e usa um asfalto base mais duro, o tipo II é mais para clima intermediário e o III para região com temperatura mínima de -9°C ou maior.

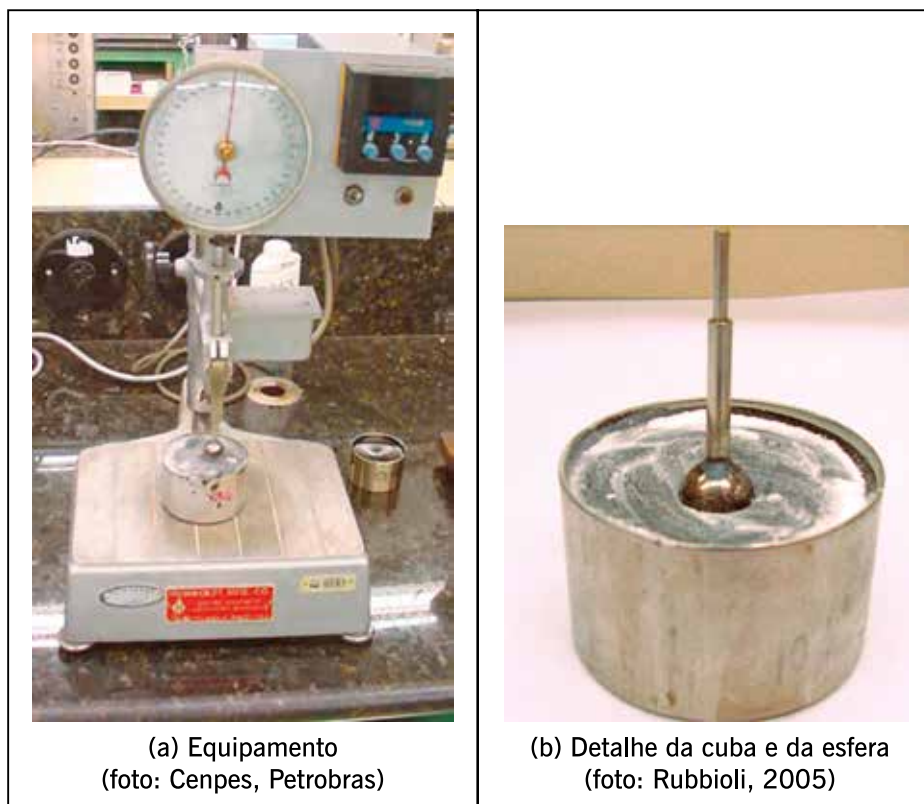
Outro ensaio utilizado para avaliar o retorno elástico de ligantes modificados é o chamado ensaio de resiliência (figura 2.50) ASTM D 5329, que mede a capacidade de um cimento asfáltico retornar ao seu estado original depois de ser submetido à compressão. O ensaio consiste em encher uma cuba padronizada com o ligante aquecido até se tornar fluido para poder ser vertido na cuba e, após o resfriamento do material, levá-lo a um banho de água a 25°C. A seguir, submeter a amostra colocada em um penetrômetro a uma pressão de uma esfera de aço padronizada, sob carga estabelecida de 75 g, por 5 segundos e medir o quanto ela penetra na amostra (P). Sem retornar o êmbolo para o zero e mantendo a esfera em contato com o ligante asfáltico, pressionar o êmbolo de forma que se aumente em 100 unidades a medição inicial (P + 100) em um período de 10 segundos. Manter o êmbolo na posição P + 100 por 5 segundos, retornando-o ao zero após esse tempo. Deixar a amostra descansar por 20 segundos e medir a recuperação do ligante (F). Registrar as médias de três determinações e referir como resiliência do ligante o valor obtido, pela expressão recuperação elástica pela resiliência (%) =  $P + 100 - F$ .

**Figura 2.49** – Equipamento para ensaio de recuperação elástica por torção



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

**Figura 2.50** – Exemplo de equipamento para ensaio de resiliência de ligantes asfálticos



Fonte: Cenpes, 2008; Rubbioli, 2005.

No Brasil a primeira aplicação de concreto asfáltico com asfalto-borracha foi feita em agosto de 2001 na rodovia BR-116/RS. O asfalto-borracha é comercializado no Brasil por empresas brasileiras, e já foi empregado com sucesso em obras de recuperação estrutural de trechos rodoviários, citando aqui somente as pioneiras (RUWER *et al.*, 2001; LEITE *et al.*, 2003; MORILHA *et al.*, 2003; SPECHT, 2004; PINHEIRO; SOARES, 2004). Tem-se experiência em concreto asfáltico e tratamento superficial. Também em alguns trechos já foram aplicados com o processo seco (agregado-borracha).

A norma DNIT 112/2009 – ES indica os aspectos construtivos de concreto asfáltico com asfalto-borracha via úmida do tipo *terminal blending* que indica, quanto ao ligante: “Todo carregamento de asfalto-borracha que chegar à obra deve apresentar, por parte do fabricante/distribuidor, certificado de análise de resultados dos ensaios de caracterização exigidos na Norma DNIT 111/2009-EM – Cimento Asfáltico Modificado por Borracha pelo Processo Via Úmida, do tipo ‘Terminal Blending’ – Especificação de material e, também, o fator ‘k’ de correção da parcela de borracha que não é solúvel pelo solvente utilizado na extração de betume pela Norma DNER-ME 053/1994”.

## 2.6 ASFALTO – TLA

O asfalto natural ocorre em várias partes do mundo, em lagos ou ocorrência também sob forma de rochas, que nada mais são que rochas porosas que se tornaram, naturalmente, impregnadas com asfalto (por exemplo, a asfaltita). O mais conhecido é proveniente de lagos de Trinidad e tem sido utilizado como modificador de cimento asfáltico no Brasil e em outros países. O



material denominado *Trinidad lake asphalt* (TLA) é um asfalto extraído do maior lago natural, comercialmente viável, em Trinidad e Tobago. Esse produto é comercializado há mais de 100 anos e aplicado das mais variadas formas em portos, pontes, aeroportos, túneis e rodovias em praticamente todos os continentes.

No início era utilizado como único ligante, como as primeiras pavimentações no Rio de Janeiro no início do século XX, mas muito depois passou a ser utilizado como um modificador do CAP, sendo comercializado em forma de péletes (grãos), envolvidos por pó calcário, com diâmetros entre 6 e 9 mm, como mostra a figura 2.51. Esse processo de moldagem em grãos com cobertura de material fino é feito para impedir a aglomeração, facilitar o transporte e permitir diversas alternativas de aplicação. Segundo o fabricante, esse produto industrializado tem as seguintes características: mistura coloidal estável composta de 53 a 55% de betume; 35 a 37,5% de minerais (sílica, alumina, óxido de ferro, enxofre e potássio); 4,3% de água de hidratação de minerais e 3,2% de outras matérias orgânicas; penetração a 25°C entre 0 e 5; densidade entre 1,3 e 1,5 e PA entre 89 e 99°C. Atualmente o TLA tem sido oferecido no Brasil em forma semissólida, em barris de chapa dura, no entanto a tendência é voltar a distribuir na forma peletizada.

O asfalto natural TLA é utilizado em muitos países, em obras de rodovias, aeroportos e portos.

O TLA é um ligante altamente viscoso, utilizado como modificador de asfaltos derivados de petróleo, com o objetivo de aumentar a resistência à deformação permanente e a vida de serviço das misturas asfálticas. É oxidado naturalmente o que muda suas características químicas e mecânicas. Apresenta alto PA, excelente estabilidade térmica, capacidade de resistência à oxidação e aos óleos, ácidos e álcalis.

**Figura 2.51** – Ligante asfáltico TLA em forma de grãos peletizados



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

Alguns estudos realizados no Brasil estão apresentados em Costa *et al.* (2008); Cavalcanti *et al.* (2009); Santos *et al.* (2009); Cavalcanti (2010); Nascimento *et al.* (2010); Montestruque e Bernucci (2011); ANTT (2014); Dantas (2015); Fengler (2018), entre outros.

Como exemplo, Costa *et al.* (2008) realizaram um estudo com TLA onde foram comparados três ligantes: CAP 50/70, CAP 50/70 com 20% de TLA e CAP 50/70 com 30% de TLA. Ensaio de caracterização foram realizados e concluiu-se que a adição do TLA ao CAP 50/70

resulta em alteração nas propriedades viscoelásticas obtendo-se um ligante com maior viscosidade e menor penetração. Fengler (2018) avaliou a influência da adição de diferentes teores de TLA (15%, 25% e 50%) nas propriedades de dois ligantes asfálticos brasileiros de uso convencional (CAP 30/45 e CAP 50/70) e no desempenho de misturas asfálticas. Na tabela 2.10 são mostrados os PAs dos ligantes originais e dos modificados com TLA.

O teor de TLA incorporado ao ligante asfáltico convencional é em geral na proporção de 25% em massa, mas Fengler (2018) mostra que 15% já seriam suficientes para mudar as características reológicas do CAP convencional, com qualidade.

Algumas obras em rodovias importantes foram realizadas no país com asfalto-TLA, por concessionárias e órgãos a partir de 2009. Num trecho da rodovia Presidente Dutra foi empregado este produto em uma mistura asfáltica a quente de graduação descontínua do tipo *gap-graded* em 2009, como exemplo (Cavalcanti, 2010). Specht *et al.* (2012) relatam a utilização desse tipo de material em revestimentos colocados sobre uma ponte de deque metálico em Porto Alegre.

Nos Estados Unidos seu uso está indicado nas normas ASTM D 5710/2015 e ASTM D 6626/2015, a primeira faz a especificação por penetração e a segunda pelo grau PG. A especificação tradicional (ASTM 5710) define que se aplica asfalto modificado por TLA, que deve ser uma mistura homogênea, e a penetração, o ponto de fulgor, o RTFOT, a solubilidade em tricloroetileno e a ductilidade devem atender aos requisitos prescritos nessa especificação. O material inorgânico (cinza), a recuperação do asfalto pelo método Abson e a viscosidade cinemática também devem ser testados e atender aos requisitos.

A norma DNIT 168/2013 – EM estabelece as principais características definidoras do cimento asfáltico de petróleo modificado por asfalto natural do tipo TLA. E considera que “todo carregamento de cimento asfáltico modificado por asfalto natural do tipo TLA que chegar à obra deve apresentar certificado emitido pelo fabricante/fornecedor de resultados de análise dos ensaios de caracterização exigidos nesta Norma, correspondente à data de fabricação ou ao dia de carregamento para transporte com destino ao canteiro de serviço. Novos ensaios e emissão de novo certificado deve ser exigido se o período entre a fabricação e o carregamento ultrapassar de três dias. No certificado de resultados de análise dos ensaios deve constar o fator de correção de finos ‘k’”. Na tabela 2.11 estão indicadas as características que o asfalto-TLA deve atender.

Ceratti *et al.* (2015) propõem outros valores de características para o asfalto-TLA, e os valores mínimos diferem em relação aos ensaios de penetração, PA, ponto de fulgor, viscosidade Brookfield e na porcentagem de penetração retida em relação à norma do DNIT. Além disso, a viscosidade Brookfield à temperatura de 135°C apresenta variação de 100 cP, com a norma do DNIT. Não existem informações, tanto no documento do DNIT como em Ceratti *et al.* (2015), sobre qual é o tipo de ligante asfáltico convencional que deve ser tomado como base para a adição de TLA.

Como informação adicional neste item, os interessados em uso da asfaltita no Brasil podem consultar Liberatori (2000), que comparou ligantes modificados com asfaltita e com SBS e relata a experiência de aplicação em um trecho na cidade de Brasília. A asfaltita é um mineral natural, rico em resinas e asfaltenos e de alta aromaticidade, sendo um betume natural, facilmente pulverizável e com boa compatibilidade com o CAP. Existem no mundo três grandes jazidas de asfaltitas: EUA, Trinidad e Tobago e Argentina. Nos EUA é conhecida como gilsonita. A elevada viscosidade que um CAP modificado por asfaltita atinge, melhora seu desempenho contra a deformação permanente. O ligante modificado não tem problemas de estocagem. Em geral é usada em porcentagens entre 5 e 15% em peso do ligante, mas o autor avaliou porcen-

tagens entre 5 e 9%. No trecho experimental foi utilizado o CAP 20 + 2% de asfaltita, em local onde se tinha muita deformação permanente da mistura asfáltica convencional com o mesmo CAP 20.

Uma observação importante é que a norma europeia EN 13108-1, de concreto asfáltico, indica que podem ser utilizados asfaltos convencionais (EN 12591), asfalto modificado por polímero (EN 14023), asfalto duro (EN 13924) e ligantes asfálticos com adição de asfalto natural (EN 13108-4). O tipo de ligante deve ser escolhido de acordo com as condições regionais climáticas, volume de tráfego e materiais utilizados no concreto asfáltico.

**TABELA 2.10 – PAS DOS LIGANTES ASFÁLTICOS CONVENCIONAIS E DESTES MODIFICADOS COM TLA EM DIFERENTES PROPORÇÕES**

Ligantes asfálticos	PA (°C)
CAP 50/70	48
CAP 30/45 + 15% TLA	51
CAP 30/45	53
CAP 50/70 + 25% TLA	54
CAP 30/45 + 25% TLA	59
CAP 50/70 + 50% TLA	60
CAP 30/45 + 50% TLA	64
TLA puro	85

Fonte: Fengler, 2018.

**TABELA 2.11 – CARACTERÍSTICAS DO CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO MODIFICADO POR ASFALTO NATURAL DO TIPO TLA**

Características	Unidade	CAP-TLA 40/55 Limite da especificação	Método de ensaio		
			ABNT/NBR	DNIT-ME	ASTM
Penetração (25°C, 5 s, 100 g)	0,1 mm	40-55	–	DNIT-155:2010	–
PA, mínimo	°C	50	–	DNIT-131:2010	–
Ponto de fulgor, mínimo	°C	232	11341:2008	–	–
Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21, 20 rpm, mínimo	cP	400	15184:2004	–	–
Viscosidade Brookfield a 150°C, spindle 21, 50 rpm, mínimo	cP	215	15184:2004	–	–
Viscosidade Brookfield a 175°C, spindle 21, 100 rpm, mínimo	cP	80	15184:2004	–	–
Solubilidade em tricloroetileno	%	75-90	14833:2002	–	–
Teor de cinzas	%	7,5-19	9842:2009	–	–
Ductilidade a 25°C, 5 cm/mín., mínimo	cm	100	–	DNER-163:1998	–
Presença de TLA	–	Presença	–	–	D6608-12
Estabilidade ao armazenamento, máximo	°C	5	–	DNER-384:1999	–
<b>Efeito do calor e do ar – RTFOT, 163°C, 85 minutos</b>					
Variação de massa, máximo <sup>1</sup>	% massa	1,0	15235:2009	–	–
Porcentagem da penetração original, mínimo	%	55	–	DNIT-155:2010	–
Ducbilidade a 25°C, 5 cm/min., mínimo	cm	50	–	DNER-163:1998	–

<sup>1</sup> A variação de massa, em porcentagem, é definida como:  $\Delta M, \% = [(M_{inicial} - M_{final}) / M_{inicial}] \times 100$ ;  
 onde:  $M_{inicial}$  – massa antes do ensaio RTFOT  
 $M_{final}$  – massa após o ensaio RTFOT

Fonte: DNIT 168/2013 – EM.

## 2.7 ALFALTOS MODIFICADOS POR ADITIVOS ESPECIAIS

Cada vez mais são usados aditivos que podem ser incorporados ao CAP visando melhorar ou modificar alguns aspectos do seu comportamento. Além dos já citados nos itens anteriores, Shell (2015) lista os seguintes aditivos (alguns já mencionados na tabela 2.6), usados para modificar os ligantes asfálticos:

- modificadores químicos e físicos: compostos organometálicos, enxofre (S), ácido fosfórico (PP) e PPA, ácido sulfúrico e sulfônico, ácidos estéreis, ureia, óleos vegetais, biomateriais, geopolímeros;
- materiais reciclados: plásticos;
- nanomateriais: argilas modificadas, nanotubos de carbono etc.;
- fibras: lignina, celulose, silicato alumino-magnésio, fibra de vidro, poliéster, polipropileno;
- melhoradores de adesividade: aminas orgânicas, amidas; surfactantes (sintéticos, biomateriais quimicamente modificados);
- fíleres: negro de fumo, cal, cal hidratada, cinza volante.

Acrescente-se a esta lista os aditivos de misturas mornas, cada vez mais presentes nas obras, tendo em vista as vantagens ambientais e de preservação do CAP durante a usinagem, os geopolímeros e vários outros componentes vegetais.

Para que o modificador (polímero e/ou outros aditivos) seja eficaz e seu uso seja praticável e econômico, ele deve atender às seguintes condições (SHELL, 2015): estar prontamente disponível, ser rentável, misturar com betume, resistir à degradação nas temperaturas de mistura do asfalto, melhorar a resistência à deformação permanente em altas temperaturas da estrada sem tornar o ligante muito viscoso nas temperaturas de mistura e compactação ou muito rígido ou quebradiço nas temperaturas baixas, melhorar as propriedades de coesão ou adesão. Além disso, o modificador, quando misturado com o asfalto, deve ser capaz de ser processado usando equipamento convencional; manter suas propriedades durante o armazenamento, transporte, aplicação e serviço; ser física e quimicamente estável durante o armazenamento, transporte, aplicação e serviço; atingir uma viscosidade de espraiamento e recobrimento dos agregados em temperaturas normais de aplicação.

Uma adição diferenciada é a de um tipo de argila especial: argila montmorilonítica organofílica (OMMT), argila vermiculita (VMT) e a argila montmorilonítica pura (MMT), e, também, outros tipos de nanocompostos tais como óxido de titânio ou de zinco. Como exemplos de estudos brasileiros com nanopartículas de argila e de outras origens, citam-se Cavalcanti (2010); Leite *et al.* (2012); Pamplona *et al.* (2012); Tomé (2014); Melo (2014); Santos *et al.* (2015); Bastos *et al.* (2015); Marcon (2016); Farias *et al.* (2016); Marinho Filho (2017); Monteiro (2017); Batista *et al.* (2018); Souza Neto (2019); Rocha Segundo *et al.* (2019).

Leite *et al.* (2012a, 2012b) trataram do uso de nanomateriais e compostos vegetais como aditivos de ligantes asfálticos. Moreira (2012) analisou o cardanol, composto proveniente do LCC cuja característica é a sua não toxicidade. O LCC é uma mistura de vários compostos fenólicos insaturados, cuja característica principal é a facilidade de se polimerizar quando submetidos a temperaturas superiores a 50°C. Entre os vários componentes do LCC, o cardanol se apresenta como o de maior aplicabilidade. Também Andrade *et al.* (2017) avaliaram o cardanol.

You (2013) comenta que existem vários nanomateriais que têm potencial para modificação do cimento asfáltico: nanoargilas, nanossílica, cal nano-hidratada, pós de plásticos nanométricos

cos ou polimerizados e nanofibras. Por exemplo, nanoargilas como a motmorilonita são eficientes na melhoria do comportamento do ligante asfáltico.

Hassan *et al.* (1999) mostram o potencial de uso de fibras celulósicas de dendê em misturas asfálticas do tipo SMA. Muniandy, Selim e Hassin (2004) mostram que as fibras de celulose de palma de dendê não se limitam a conter o ligante nas misturas asfálticas do tipo SMA mas também auxiliam na vida de fadiga, quando utilizadas na proporção de 0,4 a 0,7% em peso.

Wang *et al.* (2019) mostraram que a modificação do ligante asfáltico com biomassa lignocelulósica melhora o desempenho do ligante em todas as faixas de temperatura, quando analisada pela classificação Superpave.

Geopolímeros são materiais inorgânicos amorfos preparados pela ativação de aluminossilicato com hidróxidos, carbonatos ou silicatos de metais alcalinos ou alcalino-terrosos. Esses materiais são considerados materiais mais verdes devido a suas emissões de carbono mais baixas. No esforço para reduzir os efeitos nocivos dos resíduos, os pesquisadores estão explorando o uso de subprodutos industriais – como lama vermelha, cinza volante, escória de alto-forno e resíduos de mina – para produzir geopolímeros.

Hamid *et al.* (2020) apresentam uma revisão crítica do uso de geopolímeros como modificadores de ligantes asfálticos visando atender locais com condições severas de clima, especialmente no inverno, tal como o Canadá. Avaliaram as propriedades reológicas e microestruturais de um CAP PG 58-28 com diferentes porcentagens (3, 6 e 9%) de geopolímeros, que são nanopartículas. Utilizaram o reômetro e microscopia eletrônica de varredura para comparar o desempenho do ligante modificado e mostraram que, quanto maior o teor de geopolímeros e maior o tempo de cura, melhores foram os resultados do comportamento reológico do material modificado.

Milad *et al.* (2021) apresentam uma revisão do uso de vários geopolímeros em pavimentação, especialmente os provenientes de subprodutos industriais. Analisaram a aplicação no ligante asfáltico e nas misturas asfálticas. Muitos subprodutos industriais como a lama vermelha, a escória de alto-forno, cinzas volantes e resíduos de mineração podem ser utilizados para produzir geopolímeros tendo em vista que têm componentes como o silício e alumínio que podem compor geopolímeros que influenciam as propriedades reológicas e físicas dos ligantes asfálticos. Os geopolímeros podem melhorar a estabilidade, a fadiga, a deformação permanente e a resistência às trincas térmicas. Podem representar benefícios na sustentabilidade, ambientais e econômicos.

Nos últimos anos, vários nanomateriais têm sido usados em engenharia. Devido ao seu pequeno tamanho e grande área superficial, os nanomodificadores geram características melhoradas em comparação com seus homólogos de tamanho macro e micro. Os nanomateriais apresentam características que os tornam adequados como aditivos em misturas asfálticas.

Boyer e Barrera (2013) estudaram nanotubos de carbono (CNT, em inglês) introduzidos no asfalto mostrando seus efeitos na resistência, viscosidade e resposta à radiação de micro-ondas, com melhorias significativas. Vysotskaya e Shekhovtsova (2015) também mostraram melhorias com o emprego de CNT como modificador de ligante asfáltico.

Os nanotubos de carbono (CNT) são descritos e analisados por ul Haq *et al.* (2020). Mostram as várias técnicas de obtenção e as modificações nos ensaios tradicionais (penetração, PA, ductilidade e viscosidade) além das melhorias nas propriedades reológicas. A adição de CNTs melhora a rigidez de um cimento asfáltico, aumentando assim sua resistência à deformação permanente.

Badeli, Saliani e Carter (2017) testaram o uso de fibras de aramida em concreto asfáltico. A utilizada nesse trabalho é a fibra de aramida da Kevlar DuPont. A polpa de aramida é um

material altamente fibrilado com fibras de menos de 1 mm de comprimento usado em materiais de alta abrasão e em ligante asfáltico. O uso de celulose ou fibras mais curtas resulta em mais área de contato superficial. Avaliaram seu uso em concreto asfáltico e observaram melhoria na vida de fadiga.

A fibra de aramida é uma classe de fibra sintética resistente ao calor, que tem sido empregada em alguns países como modificador do ligante asfáltico com muito sucesso. Em 2021 a ASTM estava criando uma norma de utilização das misturas asfálticas modificadas com fibra de aramida que é uma poliamida aromática.

Serão brevemente comentados, a seguir, alguns aditivos de misturas mornas, os melhoradores de adesividade, o PPA e os agentes rejuvenescedores, nessa sequência. Esses aditivos já estão incorporados na prática da pavimentação nacional.

### **2.7.1 Aditivos de misturas asfálticas mornas (WMA)**

As expressões, asfalto morno ou mistura morna, têm sido usadas no Brasil para representar a sigla WMA (*warm-mix asphalt*) que agrupa várias técnicas que são empregadas para aumentar a sustentabilidade na pavimentação. Vão permitir a redução da temperatura de mistura e compactação do concreto asfáltico, sem, no entanto, chegar no nível das misturas a frio. Essas técnicas vão desde a espumação do ligante até a incorporação de vários tipos de aditivos. Com a diminuição da viscosidade ou da tensão superficial do asfalto, consegue-se trabalhar com temperaturas de 20 a 55°C mais baixas que a temperatura das misturas quentes, sem comprometer o desempenho. Esta redução da temperatura diminui a emissão de poluentes e a exposição dos trabalhadores aos fumos e à alta temperatura, entre outros benefícios. Assim, há melhoria na trabalhabilidade e na compactação, há redução da permeabilidade e do endurecimento do ligante, e melhor desempenho em termos de trincas e suscetibilidade da mistura.

Tais reduções de temperatura têm o benefício óbvio de diminuir o consumo de combustível e a produção de emissões de gases de efeito estufa. As estimativas do Banco Mundial sugerem que para cada diminuição de 10°C na temperatura de produção, economias de quase 1 litro de óleo combustível e 1 kg de emissões de dióxido de carbono são realizadas por tonelada de mistura asfáltica produzida. Acrescido a isso, as misturas mornas têm capacidade de transporte a distâncias maiores, e mais tempo para a compactação no campo.

Eapa (2014) mostra os benefícios do uso das misturas mornas e os avanços do uso dessa técnica em vários países da Europa no início da década de 2010.

Nascimento (2008) apresenta os fundamentos e as técnicas de mistura morna e Motta (2011) faz importante ligação dessa técnica com a diminuição das emissões poluentes e da conservação de energia durante a usinagem e aplicação.

Barthel *et al.* (2004); Souza Filho (2006); Rhode *et al.* (2008); Concepa/Lapav (2008); Otto (2009); Fritzen *et al.* (2009); Penz (2010); Rohde *et al.* (2010); Rivoiri *et al.* (2011); Amoni *et al.* (2014); Amoni (2019); Amoni *et al.* (2019), entre outros autores, mostram o uso das zeólitas, naturais ou sintéticas, que espumam o asfalto e permitem alta trabalhabilidade da mistura, como uma das técnicas de WMA que pode ser empregada.

Budny (2012) avaliou em laboratório, dois produtos de mistura morna (CCBit113ad e Ad-Warm). O primeiro, de nome comercial CCBIt, é um produto alemão e foi utilizado em muitas obras no Rio de Janeiro no início de 2010. Anos depois foi utilizado em uma ponte sobre o rio Paraguaçu na BR-116, na Bahia, pela concessionária ViaBahia em 2017, entre outras aplicações. O Ad-Warm é um composto químico com base em amidas sintéticas, desenvolvido pela Petrobras Distribuidora.

Oliveira (2014) e Sales (2015) também avaliaram o CCBIT para utilização em mistura morna.

Motta (2011) avaliou o emprego de um aditivo surfactante (Gemul XT-14) em uma mistura asfáltica com granulometria contínua Faixa C DNIT e com CAP 30-45 e em uma mistura asfáltica com granulometria *gap-graded* e com ligante asfáltico modificado por borracha. Os ensaios de módulo de resiliência mostraram que as misturas asfálticas mornas apresentaram valores próximos aos observados nas misturas asfálticas quentes de referência.

Wargha Filho (2013) avaliou em laboratório misturas mornas preparadas com dois produtos, um comercial e outro alternativo, e mais uma técnica de espumação. As misturas avaliadas foram elaboradas contendo em sua composição: CAP puro; CAP com um aditivo surfactante comercial denominado Gemul; CAP com cera de carnaúba do tipo CT4; CAP puro com a inserção de agregado miúdo úmido. Concluiu que as misturas mornas se comportaram de forma semelhante à mistura de controle. Avaliou os custos e a viabilidade econômica das amostras estudadas. Como esperado, a mistura com agregado úmido gerou o menor custo, por não ter utilizado aditivo e pela redução das temperaturas. A mistura com o aditivo Gemul teve custo praticamente igual àquele da mistura de controle, e a mistura com a Cera CT4 teve acréscimo de custo de 6% comparado com a mistura de controle.

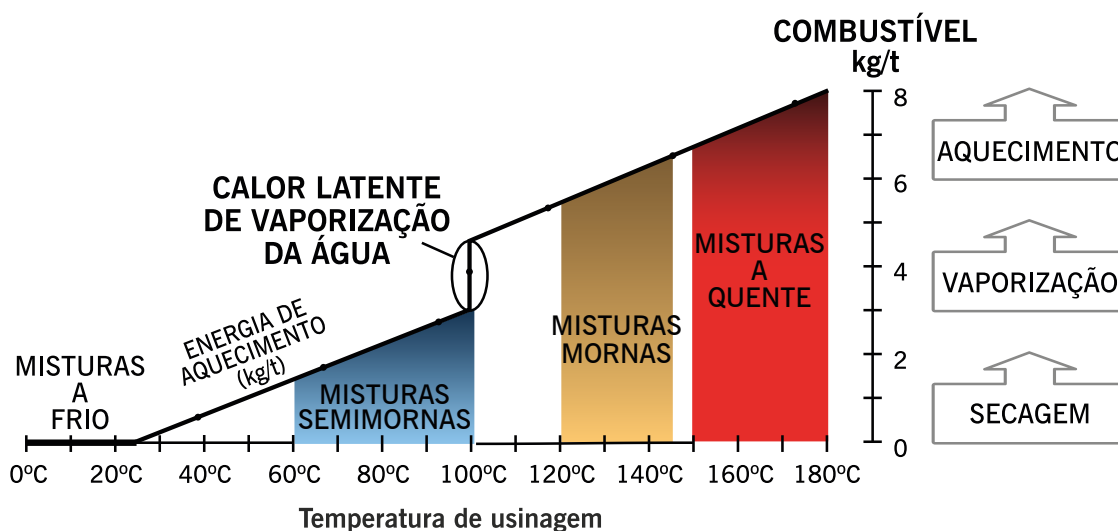
D'Angelo *et al.* (2008) descrevem várias técnicas de mistura morna que já estavam em uso na Europa àquela época. Uma redução de 28°C para aquecimento e secagem dos agregados gera um consumo de energia 11% menor. Cálculos para determinado processo de WMA, que sejam produzidas abaixo de 100°C, indicam reduções de mais de 50% de energia.

Temperaturas mais baixas de produção também diminuem o envelhecimento do asfalto durante a usinagem da mistura o que melhora a resistência ao trincamento.

A mistura morna também gera benefícios na aplicação em clima frio ou quando as misturas usinadas precisam ser transportadas por longas distâncias. A menor diferença entre a temperatura da mistura e a temperatura ambiente resulta em menor taxa de resfriamento, ou seja, o WMA permite maior tempo entre a produção e a compactação.

Quanto à redução do consumo de combustíveis durante a usinagem conforme a temperatura de aquecimento, como por exemplo na figura 2.52, mostram-se os ganhos com a técnica das misturas mornas (MOTTA, 2011).

**Figura 2.52** – Classificação das misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem e o consumo de combustível correspondente



Fonte: Motta, 2011.

As misturas mornas têm os seguintes benefícios ressaltados por D'Angelo *et al.* (2008):

- redução do consumo de energia;
- redução da emissão de poluentes (CO<sub>2</sub>, SO<sub>2</sub>; compostos orgânicos voláteis, CO, NO<sub>x</sub>, poeira);
- melhoria da compactação;
- facilidade de a mistura ser transportada por maiores distâncias;
- menor exposição dos trabalhadores aos fumos emitidos pela mistura quente;
- menor taxa de resfriamento.

Os aditivos próprios de mistura morna são de diferentes origens e tipos. Tecnologias de mistura morna são classificadas em três categorias principais de acordo com o uso de aditivos orgânicos ou de cera (parafina), aditivos químicos ou técnicas de formação de espuma. Existem muitos produtos comerciais usados para permitir a usinagem de misturas mornas. Mas é preciso ficar atento para a escolha não ser de um produto que não “endureça” na temperatura mais baixa de compactação e depois possa haver alta pós-compactação pelo tráfego e defeito de deformação permanente precoce.

O processo de asfalto espuma e de aditivos orgânicos ou ceras é usado para reduzir a temperatura de usinagem pela diminuição da viscosidade do ligante asfáltico. Esses processos tipicamente mostram um decréscimo da viscosidade do ligante acima do ponto de fusão das ceras ou parafinas, tornando possível produzir as misturas asfálticas a temperaturas mais baixas. Após a cristalização, esses aditivos têm o efeito de aumentar a rigidez do aglutinante melhorando sua resistência à deformação permanente. Como exemplos de avaliação de aditivos orgânicos citam-se Feitosa *et al.* (2015) e Feitosa *et al.* (2016).

Aditivos químicos tipicamente incluem uma variedade de produtos, que podem ser uma combinação de agentes de emulsificação, surfactantes, polímeros e aditivos melhoradores de adesividade. Esses aditivos agem, basicamente, na interface ligante-agregado. Como surfactantes, trabalham na interface microscópica dos agregados e do asfalto, reduzem o atrito nessa interface em uma faixa de temperatura entre 85 e 140°C, permitindo a mistura dos dois materiais a uma temperatura mais baixa.

Há aditivos químicos que não exigem muitas mudanças na usina para sua incorporação. O uso de aditivo à base de aminas promove adesão ativa do ligante com o agregado, e as misturas têm bons resultados nos ensaios de dano por umidade induzida. Os aditivos amínicos são surfactantes e pouco alteram a viscosidade do ligante asfáltico.

O relatório NCHRP (2011) discute vários produtos e aspectos das técnicas de mistura morna, inclusive quanto ao uso em misturas com material fresado (RAP) e critérios de projeto das misturas asfálticas mornas.

O produto denominado Rediset WMX foi introduzido nos EUA em 2007, fabricado pela empresa Akzo Nobel. É adicionado num teor de 1,5 a 2,5% em peso do teor de ligante. Pode ser adicionado no terminal, no tanque de CAP da usina ou mesmo durante a usinagem. O aditivo Rediset é comercializado na forma de pastilhas, e combina agentes surfactantes e aditivos orgânicos, visando melhorar o recobrimento do agregado pelo ligante, e também age como melhorador de adesividade.

Della Flôra (2018) avaliou em laboratório quatro misturas asfálticas, duas a quente, uma com um ligante convencional e outra com um modificado, e duas mornas, com os ligantes combinados com um aditivo surfactante (Rediset). As misturas mornas apresentaram compor-



tamento satisfatório, comparável às misturas a quente. Mas, na análise numérica, em algumas estruturas analisadas exigiram espessuras do revestimento um pouco maior.

Um produto muito utilizado é uma cera de nome comercial Sasobit, que é uma parafina sintética que tem sido usada como aditivo nas misturas asfálticas, em todo o mundo, desde 1997, como um produto para mistura morna. As temperaturas de mistura e compactação podem ser reduzidas em até 30°C quando se utiliza essa parafina, num teor típico de 3%, visto que, acima de 115°C é completamente solúvel no asfalto e reduz sua viscosidade de forma significativa. Essa redução de viscosidade aumenta a trabalhabilidade da mistura asfáltica e reduz a dificuldade de atingir o grau de compactação a temperaturas mais baixas do que a mistura a quente demandaria. Na fase de resfriamento, essa parafina começa a se cristalizar a 90°C e forma uma estrutura treliçada dentro do asfalto, que tem um efeito de endurecimento do ligante e aumenta a resistência à deformação permanente.

Desde 2008, na Alemanha, as misturas asfálticas do tipo SMA só podem ser produzidas a temperaturas mornas e esse aditivo Sasobit tem sido utilizado com sucesso para isso. Mesmo em outros tipos de misturas asfálticas tem sido crescente o uso de técnicas de WMA. Misturas asfálticas aplicadas em túneis são obrigatoriamente mornas para atender aos requisitos de saúde ocupacional e critérios de SMS. A adesão entre o ligante asfáltico e os agregados é melhorada com o uso dessa parafina sem a necessidade de uso de outro aditivo melhorador de adesividade, mesmo quando os agregados não são favoráveis quanto a esse aspecto. Também melhora a resistência ao ataque por derramamento de combustíveis por ser insolúvel nesse produto.

Esse produto parafínico (Sasobit) pode ser armazenado em estado sólido por até 10 anos. Nenhum cuidado adicional é necessário no armazenamento e manuseio, não sendo classificado como perigoso pela legislação europeia.

O asfalto-borracha, por ser altamente viscoso, requer altas temperaturas para a usinagem da mistura asfáltica com esse ligante. Quando se usa esse produto (Sasobit) na usina, é possível diminuir essa temperatura para uma temperatura padrão de uma mistura convencional, o que já é um ganho, evitando o envelhecimento e as emissões excessivas.

Também na reciclagem a quente, a prática de adicionar um certo percentual de mistura asfáltica antiga fresada (RAP) em misturas asfálticas novas tem aumentado bastante porque representa economia de recursos naturais e diminuição de custos. Quanto mais alta a porcentagem de RAP adicionado, maiores as temperaturas para os agregados virgens, o que gera maior consumo de energia e aumento das emissões. Ao se utilizar esse produto parafínico, pode-se diminuir a temperatura para qualquer teor de RAP.

Leite e Bittencourt (2004) apresentam um estudo com o Sasobit, mostrando resultados de ensaios que foram efetuados com esse aditivo de maneira a visualizar os efeitos da sua adição às propriedades do ligante e de misturas asfálticas produzidas. Foi realizada a comparação das características químicas do aditivo, com os produtos semelhantes derivados do petróleo. Foi verificado que o aditivo promove uma melhoria na suscetibilidade térmica do ligante e na resistência à deformação permanente. O processo de envelhecimento melhora com o acréscimo da parafina Sasobit, reduzindo a perda de massa.

Leite *et al.* (2012) mostram que a cera de carnaúba também teve bom desempenho como aditivo redutor de viscosidade de ligantes asfálticos, à semelhança da parafina Sasobit, aumentando a resistência à deformação permanente e melhorando consideravelmente a capacidade da mistura asfáltica de resistir ao ataque de combustíveis conforme norma europeia. Esse estudo levou à obtenção de patente PI 0901484-5, intitulada “Composição e processo de preparação de ligante asfáltico modificado por cera de origem natural”.

Um dos produtos surfactantes mais utilizados no Brasil é o denominado comercialmente como Evotherm. Trata-se de um produto norte-americano, introduzido nos EUA em 2005. É um aditivo químico que melhora o recobrimento do agregado, a trabalhabilidade e a adesividade. Inicialmente era usado em forma de emulsão com alto teor de resíduo (70%), denominado Evotherm ET (*emulsion technology*). Em seguida foi desenvolvida uma nova versão do produto, que é injetado como uma solução diretamente na usinagem da mistura asfáltica, que passou a se chamar Evotherm DAT (*dispersed additive technology*). Este tem a vantagem que muito menos água é adicionada à mistura asfáltica comparado com o processo de emulsão. E veio em seguida a terceira geração do produto, referido como Evotherm 3G, que é uma tecnologia para mistura morna livre de água. São óleos naturais que, depois de modificados em laboratório, têm a sua estrutura química modificada por reações químicas para a criação de uma molécula para melhorar o processo da mistura asfáltica. Nesse novo processo, o aditivo é misturado com o ligante asfáltico no terminal de CAP e distribuído para as usinas nos procedimentos normais de transporte.

Em geral, a adição de Evotherm 3G não modifica as propriedades de caracterização do ligante asfáltico, assim, o teor de ligante asfáltico de projeto determinado na mistura asfáltica convencional a quente é o mesmo utilizado na mistura asfáltica morna.

Materiais surfactantes são compostos tensoativos caracterizados por alterar as propriedades superficiais e interfaciais de um líquido com uma superfície, reduzindo a tensão superficial na interface líquido-superfície. Os surfactantes são adicionados a um líquido aumentando suas propriedades de espalhamento e de molhagem da superfície de contato, por redução da sua tensão superficial.

O Evotherm agrega lubridade ao ligante e permite que se desloque mais facilmente, diminuindo a necessidade de maior energia para a compactação da mistura asfáltica.

Mello (2012) avaliou em laboratório e no campo a aplicação de uma mistura morna executada com esse tipo de surfactante. O ligante asfáltico utilizado foi o CAP 30/45, acrescido de 0,5% de Evotherm em função do peso do ligante asfáltico. Esse foi o percentual determinado pela empresa fabricante (MeadWestvaco) em laboratório para essa pesquisa. Normalmente, a adição do Evotherm em percentual pode variar entre 0,4% a 0,8% do peso do ligante. A execução da pista experimental foi em Campo do Tenente, a 30 km de Rio Negro/PR, entre o km 183+000 ao km 183+800 da BR-116 (rodovia Régis Bittencourt), no sentido Rio Negro/PR – Curitiba/PR, num total de 880 m de comprimento, sendo a largura da faixa de 3,50 m. O acompanhamento do desempenho do pavimento pelo período de 12 meses permitiu avaliar os efeitos da adição de Evotherm na mistura asfáltica, quando esta é compactada a baixas temperaturas. O cimento asfáltico para a obra foi fornecido com o produto adicionado, não sendo necessárias alterações na usina que fabricou a mistura morna.

A ANTT (2014) apresenta um estudo de laboratório e campo, com medidas de emissões, onde foram empregados três produtos de mistura morna: Evotherm 3G, Gemul XT-15, aditivos químicos surfactantes, e CCBit, cera orgânica. O Gemul XT-15 é um composto químico com base em amidas sintéticas, fabricado pela Quimigel Indústria e Comércio Ltda. A adição do CCBit altera algumas propriedades do ligante asfáltico, como PA e penetração. De acordo com os fornecedores do CCBit 113AD, o ligante asfáltico é modificado com teores de 2,0% a 3,0% do aditivo. Usualmente, o ensaio de PA do ligante asfáltico é empregado para determinar o teor ideal do aditivo; a temperatura de 90°C é sugerida para fixar o teor ótimo do aditivo no ligante asfáltico. Concluíram, entre outras, que a redução de temperatura de usinagem nas misturas mornas levou a diminuições expressivas das emissões de hidrocarbonetos policíclicos aromáticos (HPAs) prioritários, tanto na fase particulada quanto na fase gasosa, em comparação com

a mistura asfáltica quente de referência, em todos os ambientes observados (laboratório, usina de asfalto e aplicação em pista). Conclui-se que as misturas asfálticas mornas estudadas, com Evotherm 3G, Gemul XT-15 e CCBIT 113AD, apresentam um comportamento mecânico bastante similar à mistura asfáltica quente de referência.

Barbosa Jr (2015) utilizou o aditivo Evotherm M1 para avaliar a mistura asfáltica morna e constatou que a redução de 50°C na temperatura de mistura e compactação, sugerida pelo fabricante, não afetou o seu comportamento sob o ponto de vista mecânico.

Barros (2017) analisou o comportamento à deformação permanente, pelo ensaio uniaxial de carga repetida, de dez misturas asfálticas. Os materiais utilizados na pesquisa foram: agregados pétreos de origem basáltica e quatro diferentes ligantes asfálticos, a saber: AMP 6085-E; CAP TLA 30/45; CAP AB-8 (com a incorporação de cal calcítica e cal dolomítica) e CAP 30/45. Fez ensaios reológicos dos ligantes. Foram feitas misturas quentes e mornas, com a incorporação de um agente surfactante (Evotherm) para redução das temperaturas de usinagem e compactação (misturas mornas). Os resultados mostraram que a mistura morna moldada com AMP 60/85-E teve desempenho superior às demais misturas. As demais misturas mornas apresentaram desempenho inferior ao das suas respectivas misturas quentes.

Mensch (2017) caracterizou as propriedades viscoelásticas das misturas asfálticas quentes e mornas comumente utilizadas no Rio Grande do Sul, utilizando um aditivo surfactante para as misturas mornas (Evotherm 3G). Para tanto foram dosadas quatro misturas asfálticas com agregados basálticos e os ligantes CAP 50/70, AMP 60/85, AB8 e CAP TLA e obtidos os parâmetros de adesividade e resistência dessas misturas quentes e mornas. Concluiu que as misturas com ligante convencional apresentaram comportamento similar entre a convencional e a morna. Mas nas misturas com ligantes modificados ocorreu alteração da fase viscosa e da elástica, sendo esse efeito mais predominante nas misturas modificadas por polímero.

Bohn (2017) avaliou, em laboratório, o uso do mesmo produto, Evotherm M1, em misturas asfálticas com incorporação de várias proporções de material fresado, comparando uma mistura a quente e as mornas. Concluiu que a técnica de mistura morna propiciou a adição de uma proporção maior de fresado na mistura asfáltica. Na tabela 2.12 estão indicadas algumas características desse produto, baseadas em informações da empresa fabricante.

Existem vários fabricantes de aditivos de misturas mornas, e, também, cada vez mais estudos com óleos vegetais e zeólitas. Aconselha-se a busca de informações sobre esses produtos e outros. Para leitura e mais informações citam-se as seguintes referências brasileiras: Otto (2009); Silva *et al.* (2009); Fritzen *et al.* (2009); Cavalcanti (2010); Motta (2011); Oliveira (2013); Leite *et al.* (2010, 2012, 2013, 2014); Oliveira (2014); Guerrero (2013); Sales (2015); Merighi (2015); Silva (2016); Costa (2017); Carvalho (2018); Moraes (2018); Luz *et al.* (2019); Guerra (2019); Amoni *et al.* (2019), entre outras.

**TABELA 2.12 – CARACTERÍSTICAS DO PRODUTO EVOTHERM M1**

Propriedades físicas e químicas do produto	
Estado físico	Líquido
Cor	Âmbar (escuro)
Odor	Semelhante à amina
pH	10 a 12
Ponto de fusão	< 25°C
Ponto de ebulição	> 200°C
Ponto de fulgor	> 204°C (Penski-Martens)
Inflamabilidade	Não se aplica
Densidade relativa	0,97
Solubilidade	Parcialmente solúvel em água

Fonte: Bohn, 2017.

### 2.7.2 Melhoradores de adesividade

Os melhoradores de adesividade são fundamentais quando o CAP não apresenta boa adesividade ao agregado selecionado para a obra. No Brasil, às vezes são referidos como “dope”. A adesão entre materiais depende de fatores físicos e químicos e, no caso da mistura asfáltica, o fator mais influente é a carga elétrica do ligante asfáltico (ácido) e a característica mineralógica do agregado. Os agregados ácidos ou eletronegativos (altamente silicosos) são hidrofílicos (granitos, gnaisse, quartzitos etc. e, portanto, mais suscetíveis à ação da água que os agregados básicos ou eletropositivos (basaltos, diabásios, calcários).

Uma forma de reduzir ou eliminar danos causados por ação da umidade e melhorar a afinidade química na interface asfalto-agregado é o emprego de fíleres ativos (ex.: cal hidratada tipo CH-1) ou de aditivos orgânicos melhoradores de adesividade (AMO). A composição ativa do AMO vem de amidoaminas e poliaminas graxas de alto peso molecular. Utiliza-se pequena quantidade diretamente no ligante asfáltico, modificando a sua natureza físico-química. O AMO tem um grupo polar (moléculas de amina) que se liga quimicamente à superfície do agregado e outro grupo apolar (cadeias de hidrocarbonetos) que interage com o cimento asfáltico formando uma ligação adesiva entre ambos.

A adesividade adequada CAP-agregado impede o deslocamento do ligante das partículas de agregados, muitas vezes influenciada pela ação da água. Assim, o uso de um melhorador de adesividade é, muitas vezes, necessário ou mesmo imprescindível. Então, são definidas normas brasileiras para os aditivos orgânicos melhoradores de adesividade. Vários fabricantes brasileiros oferecem esse tipo de aditivo.

A norma ABNT NBR 15528 descreve as características que os aditivos melhoradores de adesividade (AMO) devem atender.

### 2.7.3 Ácido polifosfórico

O ácido polifosfórico é um conjunto de cadeias do ácido fosfórico e sua produção pode ser feita pela desidratação do ácido fosfórico ou pelo aquecimento de pentóxido de fósforo disperso em ácido fosfórico. Sua utilização como modificador de CAP já vem sendo feita há muitos anos em vários países. A utilização de PPA como modificador de CAP vem sendo avaliada no Brasil há

algum tempo no meio acadêmico. É considerado um aditivo promissor, mas sua interação com o CAP depende da composição química do ligante. As proporções de PPA são baixas, entre 0,5 e 2%, dependendo da refinaria. O PPA modifica as características de desempenho e reológicas do CAP, aumentando as temperaturas de usinagem e a rigidez, entre outras características. Tem sido usado puro ou combinado com polímeros e com borracha de pneu ou outros produtos e, também, foi avaliado o uso de ácido fosfórico. Há muitas referências brasileiras sobre o tema: Leite *et al.* (2004); Faxina *et al.* (2009); Faxina (2010); Grande (2011); Pamplona (2013); Fernandes (2011); Sobreiro (2014); Domingos e Faxina (2015); Coppini (2016); Carvalho (2018); Duarte (2018); Fernandes (2021), entre outros.

## 2.7.4 Bioaditivos

### Bioligantes

A modificação por óleos vegetais (óleo de mamona, óleo de palma, óleo de algodão, por exemplo) em baixas concentrações melhora a suscetibilidade térmica dos ligantes e aumenta a resistência à deformação permanente, especialmente quando o ligante asfáltico de origem apresenta suscetibilidade térmica próxima do limite inferior. Biodiesel também tem esse efeito, mas acarreta aumento de perda em massa, devido a sua alta volatilidade. A mistura pode ser feita em tanques com agitadores e com recirculação. O resíduo de biolubrificante, sem valor comercial, também pode ser adicionado ao ligante asfáltico sem causar efeito negativo (LEITE *et al.*, 2012).

Estudos com bioligantes estão cada vez mais presentes na literatura e na prática, visando modificações do cimento asfáltico e, também, aumentar a sustentabilidade da pavimentação, muitos sendo utilizados como elementos para produzir misturas mornas. Como exemplo citam-se: Fernandes (2009) avaliou a adição de óleo e enxofre no ligante asfáltico; Cunha *et al.* (2012) testaram fibra de castanha-de-cutia; Souza (2012) avaliou o uso de óleo de mamona; Lucena *et al.* (2016) avaliaram a adição de óleo de moringa; Portugal (2016) avaliou o uso de óleo de soja e óleo de milho (novo e pós consumo) nas características reológicas de um CAP convencional e um modificado por polímero; Gondim (2017) avaliou a modificação ou substituição parcial do CAP pela seiva da *Euphorbia tirucalli* (aveloz); Camargo (2018) analisou bioligantes produzidos por empresas brasileiras a partir de óleos vegetais com a finalidade de adição a ligantes asfálticos convencional e asfalto-borracha, ou substituição total, e também misturas asfálticas produzidas com um bioligante e aplicação em um trecho experimental, entre outros autores.

O LCC vem sendo estudado há algum tempo na Universidade Federal do Ceará (UFC) e os resultados têm demonstrado o seu efeito positivo na modificação de ligantes e misturas asfálticas, apresentando melhorias das propriedades do CAP. Rabêlo (2006) demonstrou a viabilidade do uso do LCC como diluente asfáltico após verificar baixo teor residual no aquecimento, além da formação de uma mistura homogênea e sem sedimentação com o ligante asfáltico. Bringel (2007) verificou a eficácia do LCC como agente redutor do envelhecimento de LA modificado com o polímero EVA, enquanto Rodrigues *et al.* (2009) concluíram que o LCC mostra um efeito positivo para a estabilidade à estocagem do LA modificado com o SBS. Estudo de Fernandes (2007) relata que o LCC melhora a solubilização dos asfaltenos e Fernandes (2011) avaliou o uso de LCC e PPA. O LCC também tem sido utilizado como material de partida para a síntese de epóxidos (UCHOA *et al.*, 2021). A adição de LCC epoxidado ao LA mostrou-se promissora para

reduzir as falhas mais comuns em pavimentos asfálticos: deformação permanente e fissuras por fadiga. Andrade (2017) avaliou o LCC e seus derivados como modificador do ligante asfáltico.

Camargo (2018) apresenta uma tabela resumindo inúmeros artigos de pesquisadores internacionais que, desde 2011, avaliaram o emprego de muitos materiais para a geração de bioligantes, tais como óleo de peixe, gramíneas e madeiras, algas, palha de milho, resíduos de óleos vegetais, óleo de feijão, entre outros, citando como processos a pirólise e a liquefação, entre outros mecanismos. Também comenta que já existem bioligantes vendidos como produtos comerciais para uso em pavimentação. No trecho experimental observou que houve alguma dificuldade de usinagem, alguns parâmetros do comportamento mecânico não foram satisfatórios. Indica a necessidade de aperfeiçoamento dos bioligantes antes do uso generalizado como único elemento de adesão em uma mistura asfáltica para uso em rodovias.

Leni Leite, em palestra proferida na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) em 2019, indicou que na Europa já são comercializados vários ligantes vegetais para pavimentação, tais como os de nome comercial Végécol, Sécoia, Biophalt, Floraphalt e Biokromats. A empresa Cargill também produz alguns modificadores vegetais para uso em pavimentação, inclusive no Brasil. A Shell desenvolveu um produto a ser adicionado ao CAP que reduz o odor do ligante (Bitufresh) que melhora a condição de trabalho durante a aplicação, para os operários e, também, para as pessoas próximas à obra.

### **Agentes rejuvenescedores**

Gradativamente, em todos os países, tem havido queda no consumo de CAP, seja por uso de novas tecnologias, tais como associação com bioligantes seja pelo aumento crescente da reciclagem, que reutiliza o ligante envelhecido presente nas misturas asfálticas envelhecidas. Com o passar do tempo, o ligante asfáltico vai perdendo alguns de seus componentes e sofre certo enrijecimento. Uma das técnicas atuais de recuperação da flexibilidade do ligante é a reciclagem a quente ou a frio. Para isso, é utilizado um produto especialmente preparado para funcionar como um repositor de frações maltênicas do ligante envelhecido, chamado agente rejuvenescedor.

O processo de rejuvenescimento de ligantes asfálticos envolve a recomposição de frações que foram transformadas em outros componentes durante o envelhecimento do material. Os ARs são produtos com características químicas e/ou físicas escolhidas para restaurar as propriedades dos asfaltos envelhecidos. Com o envelhecimento, os componentes aromáticos se convertem em resinas e as resinas em asfaltenos, simplificadamente. Isso reduz a relação malteno/asfaleno e o AR precisa melhorar essa nova relação, não equilibrada, reduzindo o tamanho dos aglomerados de asfaltenos e aumentando a mobilidade das moléculas.

De Portugal, Fernandes *et al.* (2019) relatam o emprego de óleo alimentar usado (OAU) como agente rejuvenescedor. Concluíram, após muitos ensaios, que as misturas betuminosas obtidas por fresagem de pavimentos e rejuvenescidas por OAU, são uma alternativa viável às soluções de pavimentação correntes para camadas de desgaste e compõem um elemento da economia circular.

Nogueira *et al.* (2019) estudaram um ligante recuperado de asfalto reciclado (RAP) – adicionado de amidas graxas de óleo de algodão – e observaram que as amidas graxas apresentam potencial para restaurar as características reológicas do ligante envelhecido.

Existem vários tipos de ARs, provenientes de várias fontes, agrupados em óleos parafínicos, extratos aromáticos, óleos maltênicos, triglicérides e ácidos graxos e óleo de pinho segundo NCAT (2014), além de outros óleos vegetais modificados ou não. A cada dia, à medida que se

intensifica a reciclagem das misturas asfálticas, surgem outros tipos de produtos propostos para essa função, derivados de óleos, gordura e biossolventes, como exemplo. A empresa Kraton e o Biobetume fabricam os ARs denominados Sylvaroad.

## Agentes de reciclagem

A reutilização do material fresado de misturas asfálticas envelhecidas (RAP) na produção de novos revestimentos, reutilizando os agregados e o ligante antigo como parte da nova mistura, pode ser melhorada com a adição de ARs, espuma de asfalto, ligantes asfálticos novos e aglomerantes hidráulicos (BERNUCCI *et al.*, 2010). Segundo a European Asphalt Pavement Association (EAPA, 2008), o RAP pode ser utilizado para produzir novas misturas, tanto quentes quanto mornas, em unidades de produção estacionárias e móveis, ou ainda, adotando métodos de reciclagem a frio usando emulsões ou espuma de asfalto, entre outros.

Os ARs são utilizados em processos de reciclagem a quente, seja em usina ou *in situ*. A tabela 2.22 mostra a especificação brasileira dos ARs para reciclagem a quente. Está precisando de atualização urgente tendo em vista o panorama atual de novos produtos no mercado.

Nos EUA, ASTM D 4552 está sendo modificada quanto ao item teor máximo de saturados com uma observação de que esse requisito não vale para rejuvenescedores vegetais. Para a execução de reciclagens a frio, são utilizados os AREs, que são feitos a partir dos agentes de reciclagem a quente. Na tabela 2.13 apresenta-se a proposta de especificação feita pela Comissão de Asfalto do IBP, uma vez que as emulsões rejuvenescedoras emulsionadas que ainda não estão especificadas no país, embora sejam usadas em obras de reciclagem. Como um exemplo de avaliação de reciclagem a frio com ARE cita-se a dissertação de David (2006).

As normas AASTHO M 323 (2017) e a EN 13108-8 (2016) são exemplos de procedimentos de avaliação de reciclagem de misturas asfálticas mais atualizadas.

**TABELA 2.13 – ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA PARA AREs**

Características	Unidade	Especificações					
		AR1	AR5	AR25	AR75	AR250	AR500
		Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.
Viscosidade cinemática, 60°C	cSt	50 175	176 900	901 4.500	4.501 12.500	12.501 37.500	37.501 60.000
Ponto de fulgor (VAC) <sup>1</sup>	°C	218	218	218	218	218	218
Saturados	% massa	30	30	30	30	30	30
<b>ECA, 163°C (efeito do calor e do ar)</b>							
Razão viscosidade <sup>2</sup>	–	4	4	4	4	4	4
Varição de massa, máximo	%	4	4	3	3	3	3
Densidade 20/4°C		Anotar	Anotar	Anotar	Anotar	Anotar	Anotar

<sup>1</sup> VAC – Vaso Aberto de Cleveland.

<sup>2</sup> Razão de viscosidade =  $\frac{\text{Viscosidade a } 60^\circ\text{C após RTFOT ou TFOT}}{\text{Viscosidade a } 60^\circ\text{C antes RTFOT ou TFOT}}$

Fonte: DNC 733/97.

Zubaran (2014) avaliou o comportamento volumétrico e mecânico de misturas recicladas a quente produzidas em laboratório com diferentes taxas de RAP e misturas morna e reciclada morna fabricadas em usinas de asfalto, comparando-as com uma mistura de referência, produzida com base na tecnologia tradicional. Avaliou-se o comportamento reológico dos ligantes virgens (antes e após o ensaio de envelhecimento RTFOT) e os ligantes extraídos das misturas

fabricadas em usina de asfalto. As avaliações foram relativas à mistura de referência (sem RAP) visando identificar as variações de características decorrentes das tecnologias de reciclagem a quente e morna e avaliação absoluta relacionada com a aplicabilidade dessas tecnologias em condições reais. Na época, o agente rejuvenescedor AR-75 vinha sendo utilizado nas misturas recicladas desenvolvidas pela prefeitura da cidade do Rio de Janeiro. Foi estudada a incorporação de 30 e 50% de RAP na nova mistura asfáltica, e avaliada a proporção de AR. Depois das avaliações de laboratório, foram produzidas na usina da prefeitura a mistura reciclada com AR, a quente e morna (processo de espuma). Foram aplicados em trechos na Cidade Universitária da UFRJ. O AR-75 melhorou as características do ligante total da mistura. A mistura reciclada morna teve muito bom comportamento.

Silva (2011); Nascimento (2011); Osmari (2016); Silva e Farias (2018); Macedo (2018); Raul (2019); Suzuki (2019); Takahashi (2020) avaliaram o uso de ARs, entre outros autores brasileiros.

Silva e Farias (2017), por exemplo, apresentam pesquisa com muitos detalhes de ensaios com ARs. Avaliaram em laboratório ligante residual extraído de material fresado e adicionaram rejuvenescedores à base de alcatrão (RejuvaSeal) e outros à base de óleo de xisto, conhecidos comercialmente como AR-5, AR-250 e AR-500, nas taxas de 15, 20 e 25%, de modo a verificar qual teor seria apropriado para recuperar as características originais do ligante. Uma conclusão foi que a mistura contendo 20% de AR-5 apresentou o melhor comportamento em relação às demais, quando comparada a um ligante asfáltico novo (CAP 50-70). As análises químicas e ambientais mostraram que a reciclagem de material fresado de revestimento asfáltico utilizando rejuvenescedor é uma solução tecnicamente possível e ambientalmente correta para pavimentação. Com relação às análises de lixiviação e solubilidade, ensaios de periculosidade, foi possível observar que as misturas asfálticas contendo ou não os rejuvenescedores estudados, não apresentam riscos quanto à contaminação do meio ambiente podendo ser utilizados em obras rodoviárias, ou depositadas em aterros sanitários quando não reaproveitadas.

Como alternativa ao uso de ARs tradicionais, diferentes materiais alternativos são pesquisados como um melhorador das propriedades dos ligantes asfálticos já envelhecidos presentes no RAP. Como exemplo, Osmari (2016) avaliou os efeitos de três produtos, um comercial (AR 5) e dois alternativos (resíduo de óleo de cozinha, WCO, e óleo de mamona, MAM), no processo de rejuvenescimento de ligantes asfálticos. As análises foram realizadas em escalas macro e microscópica, incluindo caracterizações químicas, de morfologia superficial e reológica de dois ligantes nos estados virgem, envelhecido e rejuvenescido. A adição de rejuvenescedores aos ligantes envelhecidos geralmente promoveu a recuperação de características em níveis semelhantes aos dos correspondentes ligantes virgens. A tabela 2.14 traz os resultados da análise dos ligantes puro e com os agentes de reciclagem obtidos utilizando a técnica do AFM e na figura 2.52 mostram-se as imagens obtidas por AFM do ligante asfáltico nas diferentes condições (virgem, envelhecido em laboratório e rejuvenescido).

Nogueira *et al.* (2019) avaliaram o emprego de produto derivado de sementes de algodão como agente rejuvenescedor enquanto Gondim *et al.* (2019) analisaram resíduo da indústria do petróleo para essa função.

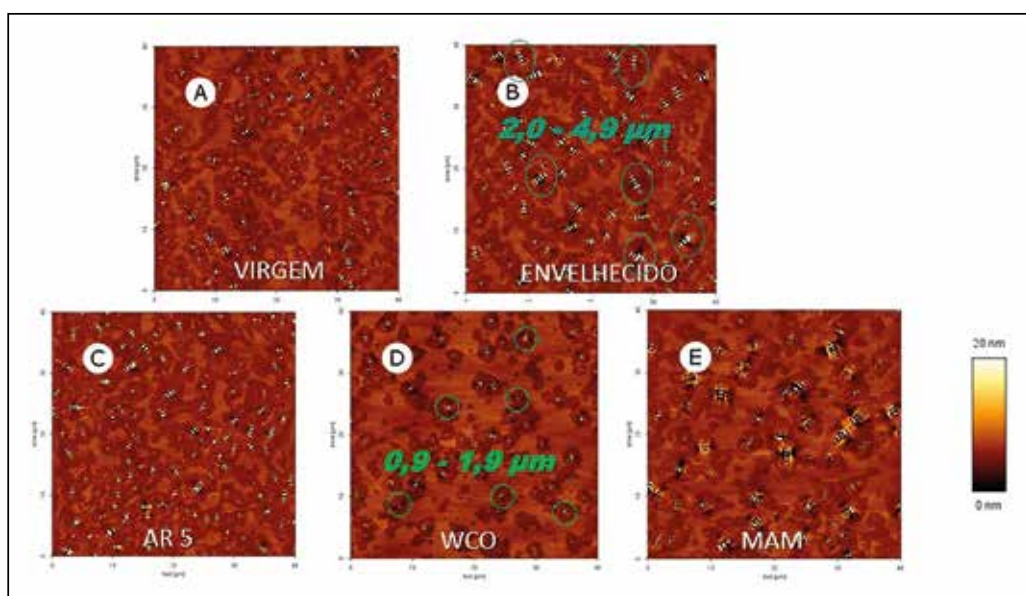


**TABELA 2.14** – FRAÇÕES DE ÁREA DOS CONSTITUINTES DO CAP 50/70 NAS DIFERENTES CONDIÇÕES AVALIADAS COM AGENTES DE RECICLAGEM

Material	Catanafase	Parafase	Perifase
	Média	Média	Média
Virgem	4,72	24,86	70,43
Envelhecido	6,24	20,74	73,02
AR5	6,33	23,58	70,09
WCO	2,44	61,28	36,29
MAM	4,72	37,94P	57,34

Fonte: Osmari, 2016.

**Figura 2.53** – Imagens de AFM de um CAP em diferentes condições (virgem, envelhecido e rejuvenescido) com três diferentes produtos



Fonte: Osmari, 2016.

Raul (2019) avaliou a viabilidade de utilização da parte fina do RAP, que é mais rica em ligante asfáltico, combinada com um AR, para compor uma camada antirreflexão de trincas. Analisou as características reológicas dos ligantes recuperados e novo (altamente modificado – HiMA) combinados com o AR fornecido pela Kraton (Sylvaroad produzido a partir de óleo vegetal), por ensaios reológicos. Variou a proporção de RAP na mistura de ligantes e seu estudo foi concentrado no CAP. A adição do AR foi capaz de recuperar em parte as propriedades do ligante antigo. Propôs uma nova abordagem de definição do teor de AR a partir das análises reológicas.

Suzuki (2019) avaliou misturas asfálticas com teores de RAP variados, sem e com a presença de um AR de base vegetal (Anova da Cargill). O estudo de laboratório foi extenso e, também, foram construídos trechos experimentais com algumas das combinações avaliadas em laboratório (25% sem AR), (25% com AR e 35% com AR) de RAP, no revestimento na rodovia dos Bandeirantes. Sua pesquisa mostrou que as características do material reciclado (tais como teor, tipo e propriedades do ligante envelhecido) influenciam na dosagem e no comportamento mecânico.

Takahashi (2020) fez avaliação do rejuvenescimento de ligantes extraídos de um revestimento asfáltico de um trecho experimental com 4 cm de espessura, do qual foram retiradas amostras em tempos variados de exposição ao tráfego e ao clima (T = 0, 12, 24, 36 e 108

meses) após a construção. Em laboratório os dois ligantes foram envelhecidos no RTFOT, PAV 20 horas, PAV 60 horas e Suntest. Usou os ensaios Sara, GPC, FTIR e RNM para analisar as alterações químicas das amostras de campo e das envelhecidas em laboratório. Utilizou um AR produzido à base de óleo vegetal de pinho (Silvaroad da Kraton), em três teores, e concluiu que, nesse caso, o teor de 4% de AR foi o que deu melhor resposta, mas ainda há dificuldade de avaliação da dosagem se não se faz ensaios adequados. Comparando o envelhecimento termo-oxidativo e o fotoquímico, o PAV com duração prolongada de 60 horas provocou maior envelhecimento do que o PAV convencional, mas ainda assim o Suntest foi o mais severo, mostrando a importância do UV no envelhecimento. A análise química identificou que o Suntest provocou reações químicas nos ligantes diferentes das provocadas pelo envelhecimento no PAV. O Sara mostrou que o UV impacta de forma diferente as frações do asfalto. No campo os ligantes envelheceram ao longo do tempo, tendo alterações químicas.

Epa (2018) apresenta a posição dos fabricantes europeus de misturas asfálticas em relação aos benefícios potenciais e condições de uso de ARs de maneira eficaz para otimizar a reutilização de RAP na produção de concreto asfáltico. Apresenta uma lista de propriedades relevantes dos rejuvenescedores para permitir a seleção adequada para o objetivo e ideal para a condição pretendida. Esse documento foi criado devido a uma demanda crescente para classificar os vários produtos disponibilizados no mercado como “rejuvenescedores”. Como na Europa os produtores são responsáveis por seu produto e declaram o desempenho de seu produto de acordo com os requisitos do Regulamento de Produtos da Construção (Construction Products Regulation) em conjunto com as normas europeias como “marcação CE”. Assim, consideram muito importante avaliar a eficiência dos agentes rejuvenescedores testando as propriedades relevantes da mistura para o uso pretendido. Para a indústria produtora de mistura asfáltica, a reutilização de asfalto recuperado com a melhor técnica é muito importante por razões de sustentabilidade.

Para utilização de taxas mais altas de RAP os ARs desempenham um papel importante. A decisão entre usar um ligante mais mole ou um AR deve ser avaliada, e depende da qualidade e rigidez do ligante antigo, da quantidade de RAP a ser adicionado, das características da mistura a ser produzida etc. O produtor da mistura reciclada deve avaliar as propriedades finais da mistura para atender às exigências do uso pretendido e as condições do projeto.

Na publicação NCHRP (RR 927, 2020) consta que mais de 90% das rodovias nos Estados Unidos são construídas usando misturas asfálticas a quente (HMA) ou morna (WMA), e essas misturas agora reciclam mais de 99% de cerca de 76,2 milhões de toneladas de revestimento asfáltico fresado (RAP) e cerca de 1 milhão de toneladas de telhas de asfalto reciclada (RAS). De acordo com a Associação Nacional de Pavimentos de Asfalto (Napa), a economia de custos em 2017 totalizou aproximadamente US\$ 2,2 bilhões com esses materiais reciclados substituindo materiais virgens. Apesar dos benefícios ambientais reconhecidos na reciclagem, ainda é muito comum limitar a porcentagem de RAP em misturas asfálticas por razões que incluem a variabilidade dos materiais reciclados e preocupações com o desempenho da mistura a longo prazo. Além disso, o projeto da mistura é mais complicado e consome mais tempo, principalmente com grandes quantidades de materiais reciclados identificados por altas razões de ligantes antigo e novo nas misturas recicladas (RBR).

Para indicar a contribuição dos ligantes presentes no fresado, a relação RBR foi definida pela equação a seguir:

$$RBR = (P_{brap} \times Prap) / 100 P_{btotal}$$

Onde:  $P_{brap}$  = o teor de ligante no RAP;

$Prap$  = porcentagem de RAP, em peso, na mistura;

$P_{total}$  = teor de ligante combinado na mistura.

O interesse pela reciclagem diminuiu durante os anos 1990 e a reciclagem não foi considerada no SHRP. Assim, as tecnologias de reciclagem permaneceram praticamente inalteradas até 2008, quando o custo do petróleo aumentou significativamente. Assim, as agências rodoviárias e a indústria de pavimentação nos EUA desenvolveram um interesse renovado em alcançar RBRs mais altas em misturas asfálticas usando porcentagens maiores de RAP.

Essa publicação citada avaliou a eficácia dos agentes de reciclagem em um teor selecionado para restaurar parcialmente a reologia da mistura de ligantes antigo e novo, e melhorar o desempenho de trincamento sem afetar negativamente a resistência ao afundamento de trilha de roda. Avaliou também a evolução da eficácia do agente de reciclagem com o envelhecimento e indica ferramentas de avaliação da eficácia dos agentes de reciclagem, inicialmente e com o envelhecimento, para misturas com altas RBRs em regiões climáticas específicas. Os tipos de agentes de reciclagem avaliados foram:

- A1 e A2 – extratos aromáticos;
- P – óleo parafínico;
- T1 e T2 – óleos altos (*tall oils* – óleo de pinheiro);
- V1 – óleo vegetal;
- V2 e V3 – óleos vegetais modificados;
- B1 e B2 – óleos biológicos reagidos.

Esses agentes de reciclagem são produtos comerciais representados por descritores genéricos que definem sua origem. Os agentes de reciclagem à base de petróleo deste estudo incluíram extratos aromáticos (A) que são agentes de reciclagem tradicionais refinados a partir de petróleo bruto como subproduto do processamento de óleo lubrificante com componentes polares dominantes de óleo aromático e óleos parafínicos (P) que também são refinados como subproduto do processamento de óleo lubrificante, mas podem ter desempenho semelhante aos óleos de motor reciclados (REOBs). Os agentes de reciclagem de base biológica são derivados de produtos vegetais e, neste estudo, incluíram *tall oils* que são derivados de processo de produção de celulose (T) que são subprodutos do processamento de papel de pinheiro, óleos vegetais (V) e derivados simples, como ésteres, e outros compostos bioativos à base de óleo (B) que parecem reagir quimicamente, geralmente para reduzir os impactos do envelhecimento oxidativo na reologia. Com base em dados limitados, V1 é um óleo vegetal que consiste em uma mistura de glicerídios e ácidos graxos, e V2 e V3 são óleos vegetais modificados. B1 e B2 são óleos de base biológica que consistem em derivados de amins graxas e biossolventes.

Os resultados indicaram que os seguintes fatores contribuem simultaneamente para determinar o desempenho de misturas com RBRs altos e agentes de reciclagem inicial e com o envelhecimento:

- grau de desempenho do ligante base (PG) e qualidade;
- modificação do ligante por polímeros ou WMA ou outros aditivos;
- proporções de materiais reciclados (relação de ligantes no RAP/RAPBR);
- tipo de agente de reciclagem;
- teor de agente de reciclagem;
- disponibilidade de ligante no fresado, função do estado de envelhecimento e da temperatura de produção.

Nebraska (2018) apresenta um sistema de classificação de agentes de reciclagem que agrupa os vários produtos em cinco classes, e mostram suas características positivas e suas limitações. A classe I corresponde à categoria dos óleos parafínicos, a classe II são os extratos aromáticos, a classe III são os óleos naftênicos, a classe IV são os triglicerídeos e ácidos graxos e a classe V são os óleos “altos” subprodutos da fabricação de papel. Foram analisados oito aspectos positivos de cada classe e os extratos aromáticos proporcionam os maiores benefícios, sem nenhuma limitação apontada. A classe III foi a de pior desempenho nos benefícios e com mais limitações. As classes dos produtos oriundos de vegetais – classes IV e V – requerem uso de agente melhorador de adesividade e antioxidante.

## 2.8 EMULSÃO ASFÁLTICA

Uma emulsão é definida como uma dispersão estável de dois ou mais líquidos imiscíveis. No caso da EAP, os dois líquidos são o asfalto e a água. Para que o CAP possa recobrir convenientemente os agregados é necessário que apresente uma viscosidade em torno de 0,2 Pa.s, o que só será atingido por aquecimento do ligante e do agregado a temperaturas convenientemente escolhidas para cada tipo de ligante. Para evitar o aquecimento do CAP a fim de obter viscosidades de trabalho nos serviços de pavimentação, é possível promover mudanças no ligante utilizando dois processos de preparação:

- adição de um diluente volátil ao asfalto produzindo o que se convencionou chamar no Brasil de ADP (*cutback* em inglês);
- emulsão do asfalto.

A EAP representa uma classe particular de emulsão óleo-água na qual a fase “óleo” tem uma viscosidade elevada e os dois materiais não formam uma emulsão por simples mistura dos componentes, sendo necessária a utilização de um produto auxiliar para manter a emulsão estável. Além disso, o asfalto precisa ser preparado por ação mecânica que o transforme em pequenas partículas ou glóbulos.

O produto especial chamado de agente emulsionante ou emulsificante é uma substância que reduz a tensão superficial, o que permite que os glóbulos de asfalto permaneçam em suspensão na água por algum tempo, evitando a aproximação entre as partículas e sua posterior coalescência (junção de partes que se encontravam separadas). A proporção típica entre óleo e água é de 60 para 40%. O tempo de permanência da separação entre os glóbulos de asfalto pode ser de semanas até meses, dependendo da formulação da emulsão.

Aconselha-se a consulta ao *Manual básico de emulsões asfálticas* (ABEDA, 2010) que tem muitas informações sobre as emulsões asfálticas e seu emprego em vários tipos de revestimentos e, também, na técnica de solo-emulsão e Shell (2015).

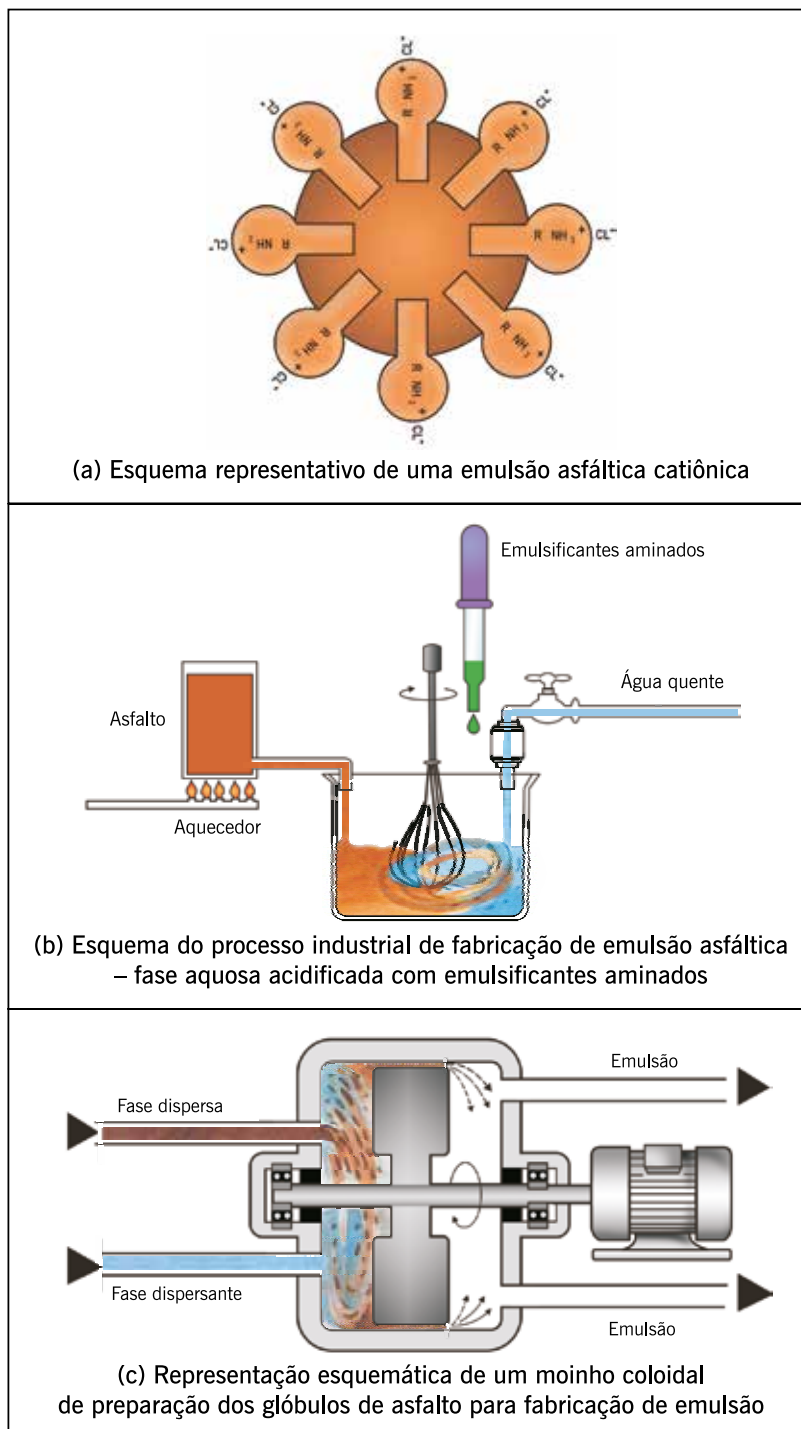
### 2.8.1 Esquema de produção

A ação mecânica de obtenção dos glóbulos é feita em um moinho coloidal especialmente preparado para a “quebra” do asfalto aquecido em porções minúsculas que devem ter um tamanho especificado que é micrométrico. O tamanho dos glóbulos depende do moinho empregado e da viscosidade do asfalto original, normalmente variando entre 1 e 20  $\mu\text{m}$ . Um exemplo desse tipo de moinho pode ser visto na figura 2.53.

As emulsões podem apresentar carga de partícula negativa ou positiva, sendo conhecidas, respectivamente, como aniônica ou catiônica.

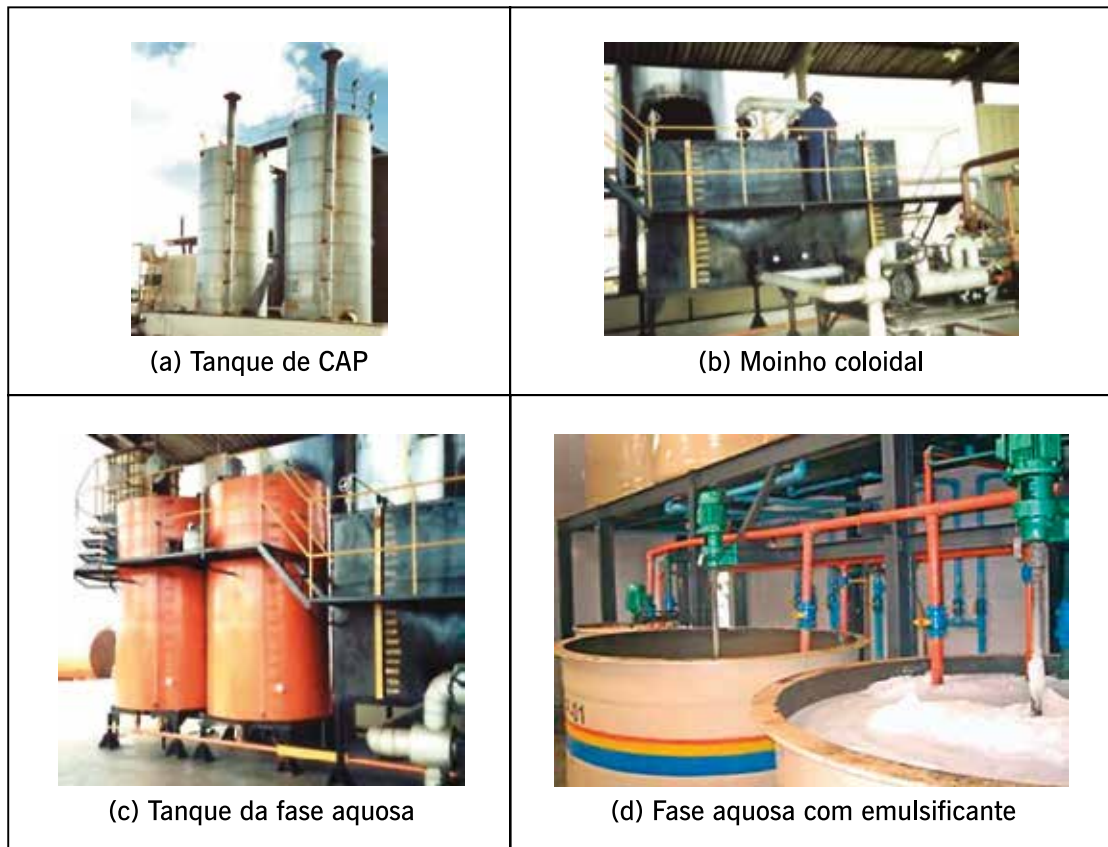
A EAP é produzida por dispersão dos glóbulos de asfalto que saem do moinho e caem em uma solução de água já misturada com o agente emulsificante e com outros aditivos e adições particulares para obter efeitos diferenciados, tanto em relação ao tempo de separação das fases quanto ao uso final que se pretende para aquela emulsão específica. A figura 2.54 mostra algumas fotos desse processo em uma usina.

**Figura 2.54** – Processo de fabricação de emulsões asfálticas



Fonte: LCPC, 1976.

**Figura 2.55** – Exemplos de várias instalações de uma fábrica de emulsão



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

## 2.8.2 Especificação brasileira

A tabela 2.15 mostra as especificações das emulsões asfálticas para pavimentação. As designações das classes das emulsões brasileiras são feitas em função (i) do tempo necessário para que ocorra a ruptura, dividida em lenta, média ou rápida; (ii) do teor de asfalto contido na mesma; e (iii) da carga iônica. Por exemplo, uma emulsão designada de RR 1C representa uma emulsão de ruptura rápida RR, catiônica C, e o número 1 indica a faixa de viscosidade.

Os emulsificantes geralmente têm dois componentes com afinidades diferentes com a água e com o óleo, que serão responsáveis pela carga elétrica final que a EAP vai apresentar. Um dos ensaios de qualificação da emulsão é a medida dessa carga elétrica que terá importância fundamental no desempenho do produto nos usos em pavimentação. Por exemplo, agentes emulsificantes do tipo sulfato de sódio produzem emulsões aniônicas (carga negativa) e emulsificantes tipo amina produzem emulsões catiônicas (positivas). As emulsões catiônicas são as de maior uso pelo seu melhor desempenho nos serviços de pavimentação. É possível também produzir emulsões sem carga elétrica que são designadas de não iônicas.

A forma de uso da emulsão consiste em provocar a ruptura ou quebra do equilíbrio frágil da mistura óleo-água, deixando os glóbulos livres para se reunirem, resultando na reconstituição do asfalto residual, que tanto quanto possível deve ser igual ao original antes da emulsificação.

Na tabela 2.15 também consta a especificação brasileira vigente de emulsões para aplicações em lama asfáltica, que é uma mistura de emulsão e agregado miúdo feita em equipa-

mento especial e usada para recuperação funcional de pavimentos, como será visto em outros capítulos.

Os ensaios específicos de classificação das emulsões são descritos de forma básica, a seguir.

**TABELA 2.15 – ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE EMULSÕES ASFÁLTICAS CATIONICAS**

Característica	Unid.	Limite									Método <sup>1</sup>	
		Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta			Ruptura controlada	ABNT NBR	ASTM	
		RR-1	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LAN	EAI			LARC
<b>Ensaio para a emulsão</b>												
Viscosidade Saybolt-Furol a 25°C, máximo	s	90	–	–	–	90	90	90	90	90	14491	D244
Viscosidade Saybolt-Furol a 50°C	s	–	100 a 400	20 a 200	100 a 400	–	–	–	–	–	14491	D244
Sedimentação, máx.	% m/m	5	5	5	5	5	5	5	10	5	6570	D6930
Peneiração (0,84mm), máximo	% m/m	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	14393	D6933
Resistência à água (cobertura), mínimo <sup>2</sup>	%	80	80	80	80	80	–	–	–	–	14249	D244
Adesividade em agregado miúdo, mínimo	%	–	–	–	–	–	75	–	–	75	14757 <sup>3</sup>	–
Carga da partícula	–	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva	neutra	–	positiva	6567	D244
pH, máx.	–	–	–	–	–	6,5	–	6,5	8	6,5	6299	–
<b>Destilação</b>												
Solvente destilado	% v/v	–	–	0 a 12	0 a 12	–	–	–	0 a 15	–	6568	D244
Resíduo seco, mínimo	% m/m	62	67	62	65	60	60	60	45	60	14376	D6934
<b>Desemulsibilidade</b>												
Mín.	% m/m	50	50	–	–	–	–	–	–	–	6569	D6936
Máx.	–	–	–	50	50	–	–	–	–	–	–	–
Mistura com filler silício	%	–	–	–	–	máximo 2,0	1,2 a 2,0	–	–	mínimo 2,0	6302	D244
Mistura com cimento	%	–	–	–	–	máximo 2,0	máximo 2,0	–	–	mínimo 2,0	6297	D244
<b>Ensaio para o resíduo da emulsão obtido pela NBR 14896</b>												
Penetração a 25°C (100 g e 5 s)	mm	4,0 a 15,0	4,0 a 15,0	4,0 a 15,0	4,0 a 15,0	4,0 a 15,0	4,0 a 15,0	4,0 a 15,0	4,0 a 25,0	4,0 a 15,0	6576	D5
Teor de betume, mínimo	%	97	97	97	97	97	97	97	97	97	14855	D2042
Ductilidade a 25°C, mínimo	cm	40	40	40	40	40	40	40	40	40	6293	D113

<sup>1</sup> A equivalência das normas NBR, ASTM e ISSA é parcial, sendo que, preferencialmente, os ensaios devem ser realizados pelas normas NBR.

<sup>2</sup> Se não houver envio de amostra ou informação da natureza do agregado pelo consumidor final, o distribuidor deverá indicar a natureza do agregado usado no ensaio no certificado da qualidade.

<sup>3</sup> Para o ensaio da adesividade em agregado miúdo, a norma equivalente à NBR 14757 é a ISSA TB-114.

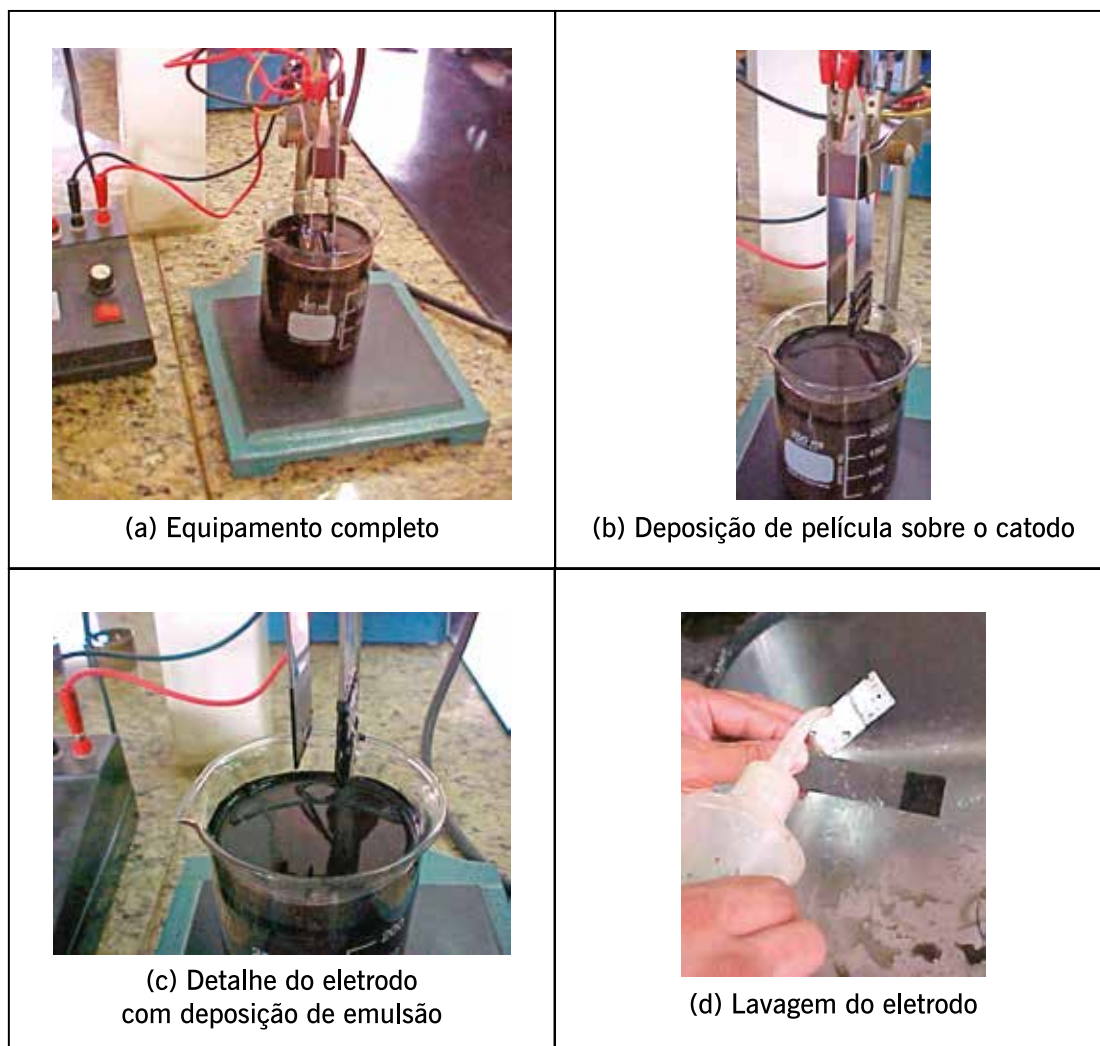
Fonte: ANP, 2012.

### 2.8.3 Ensaios básicos de emulsão

#### Ensaio de carga de partícula

O ensaio que determina a carga de partícula é realizado com o auxílio de um equipamento de medida de pH (ABNT NBR 6567). Consiste em introduzir os eletrodos dentro da emulsão e verificar para qual deles as partículas são atraídas. A carga da partícula terá o sinal oposto ao do eletrodo para o qual foram atraídos os glóbulos de asfalto da emulsão – figura 2.56.

Figura 2.56 – Esquema do ensaio de carga de partícula de uma emulsão asfáltica



Fonte: Greca Asfaltos, 2008.

#### Ruptura da emulsão

Quando a emulsão entra em contato com o agregado pétreo, inicia-se o processo de ruptura da emulsão que é a separação do CAP e da água, o que permite o recobrimento do agregado por uma película de asfalto. A água é liberada e evapora. A ruptura da emulsão consiste na anulação da camada de envolvimento dos glóbulos de asfalto dispersos na água, com a consequente união desses glóbulos (coagulação ou floculação). A velocidade de ruptura é função da composição química do agente emulsificante e da sua dosagem na emulsão.

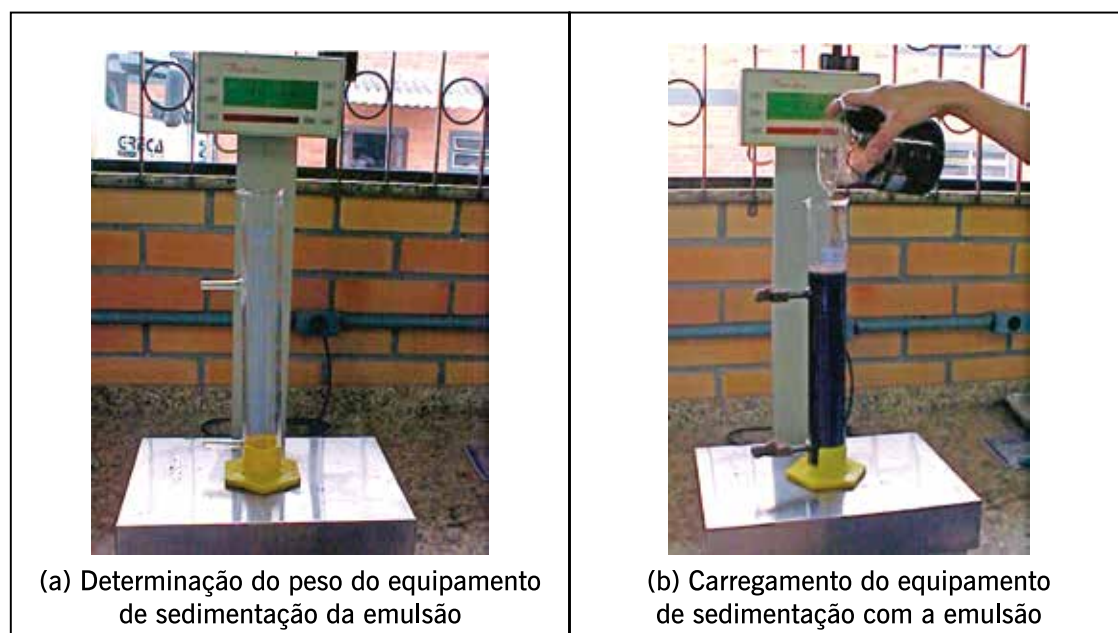


O ensaio de ruptura da emulsão por mistura com cimento é descrito na norma NBR 6297. Também é normalizado o ensaio de ruptura por mistura com fíler silícico (NBR 6302), que é parecido com o anterior utilizando-se outro produto para provocar a ruptura.

### Ensaio de sedimentação

O ensaio de sedimentação (ABNT NBR 6570) consiste em deixar em repouso total por 5 dias 500 ml de emulsão numa proveta (figura 2.57), e após esse período retirar uma amostra de aproximadamente 55 ml do topo da proveta e 55 ml do fundo. Nessas amostras será medida a quantidade de resíduo presente após o repouso de 5 dias, colocando-se os béqueres contendo o material coletado durante 2 horas no interior da estufa a temperatura de  $(163 \pm 3)^\circ\text{C}$ . Após esse período remover cada béquer e agitar o resíduo vigorosamente. Recolocar os béqueres na estufa durante uma hora e então remover e deixar esfriar à temperatura ambiente. Por diferença de peso determina-se o resíduo.

**Figura 2.57** – Esquema do ensaio de determinação da sedimentação (fotos: Greca Asfaltos)

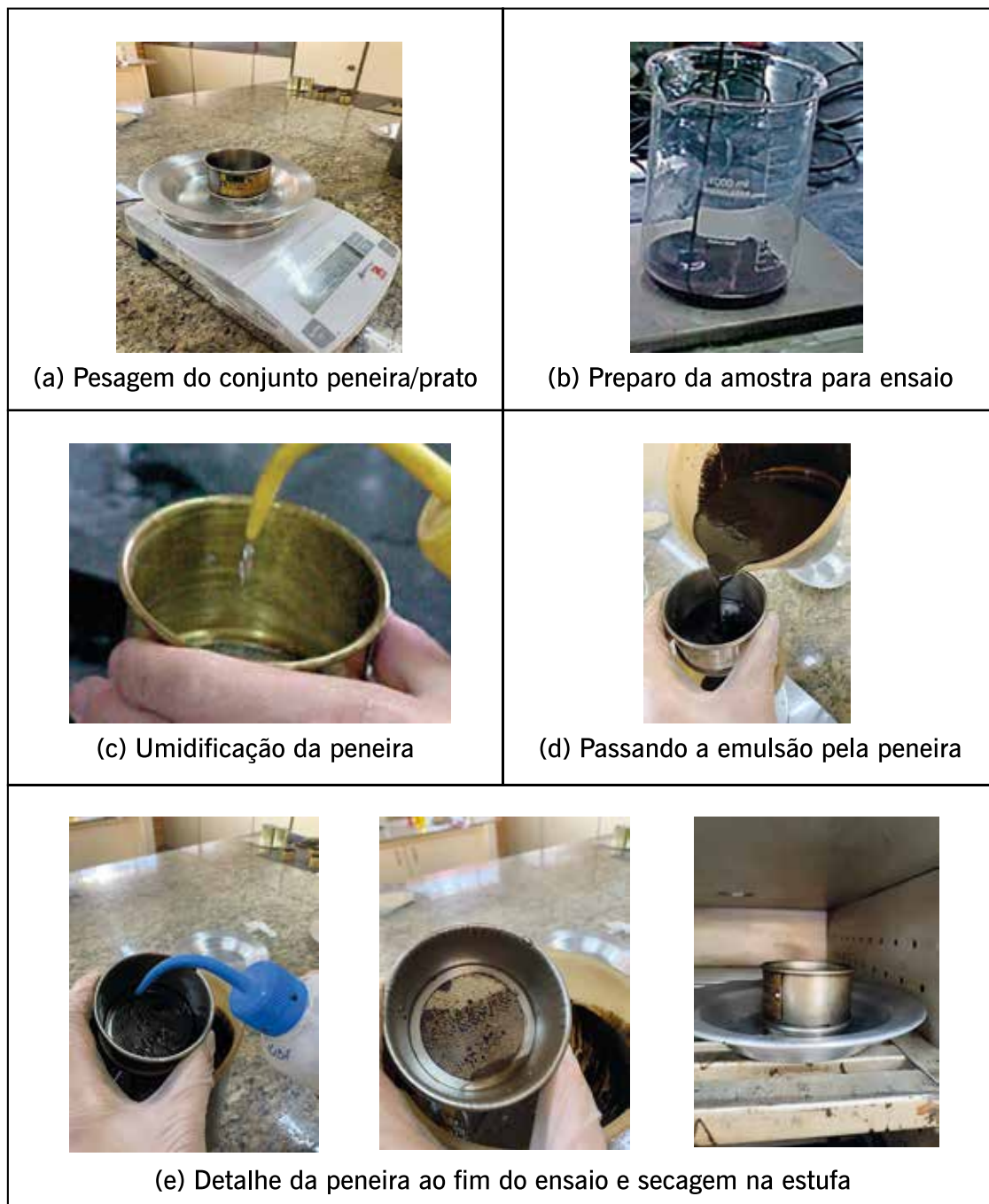


Fonte: DNER-ME 06/2000.

### Ensaio de peneiração

A função desse ensaio é garantir a qualidade na fabricação da emulsão. O peneiramento ou peneiração (ABNT NBR 14393) consiste em determinar a porcentagem em peso de partículas de asfalto retidas na peneira de malha nº 20 (0,84 mm). Utilizam-se 1.000 ml de emulsão, que é “peneirada” e em seguida pesada novamente para determinar a quantidade que ficou retida na peneira. É indesejável que a emulsão possua grumos, formando “pelotas” de CAP que ficam retidas na peneira (figura 2.58). O limite de especificação para qualquer emulsão é de 0,1% de CAP (em peso) retido na peneira.

**Figura 2.58** – Determinação do peneiramento de emulsão asfáltica



Fonte: Greca Asfaltos, 2008.

### Ensaio de desemulsibilidade

O ensaio de desemulsibilidade é utilizado para determinar se uma quantidade conhecida de emulsão é parcial ou totalmente rompida pela adição de um reagente adequado, sendo o resultado expresso em porcentagem do teor do asfalto residual da emulsão. Pela norma ABNT NBR 6569, o reagente utilizado é o aerossol OT a 0,8%+ (dioctil sulfosuccinato de sódio).

Para a realização do ensaio, é necessário previamente se determinar a porcentagem do resíduo por evaporação pela NBR 14376, obtendo-se o peso B. O ensaio de desemulsibilidade é realizado da seguinte forma (figura 2.59):

- colocam-se 100 g de emulsão dentro de um béquer ou recipiente, e adicionam-se 35 g do reagente à temperatura de 25°C; agita-se o conteúdo por 2 minutos com o auxílio de um bastão, comprimindo eventuais grumos formados contra as paredes do béquer. Verte-se a mistura sobre uma peneira com abertura de 1,40 mm (0,725 mm de diâmetro) e lava-se o béquer, o bastão e a peneira com água destilada;
- coloca-se o conjunto em estufa a 160°C deixando secar até constância de peso. Subtrai-se o peso dos acessórios utilizados (béquer, bastão e tela) do peso seco do conjunto, obtendo-se o resíduo de desemulsibilidade (A).

A desemulsibilidade é dada pela expressão:

$$\text{Desemulsibilidade (\%)} = A/B \quad (2.12)$$

Onde:

- A = resíduo de desemulsibilidade, em gramas (média de três ensaios);
- B = resíduo por destilação, em gramas (ensaio descrito a seguir).

**Figura 2.59** – Determinação da desemulsibilidade de emulsões asfálticas



Fonte: Greca Asfaltos, 2008.

### Ensaio de resíduo por evaporação

O ensaio de resíduo por evaporação (NBR 14376) tem por objetivo a determinação da quantidade de resíduo seco contido em uma emulsão asfáltica após aquecimento até a total evaporação da água, determinada por peso constante. A figura 2.60 mostra os passos básicos desse ensaio.

**Figura 2.60** – Exemplos de passos do ensaio de determinação do resíduo por evaporação



(a) Aquecimento da amostra e evaporação da água



(b) Resíduo (CAP)



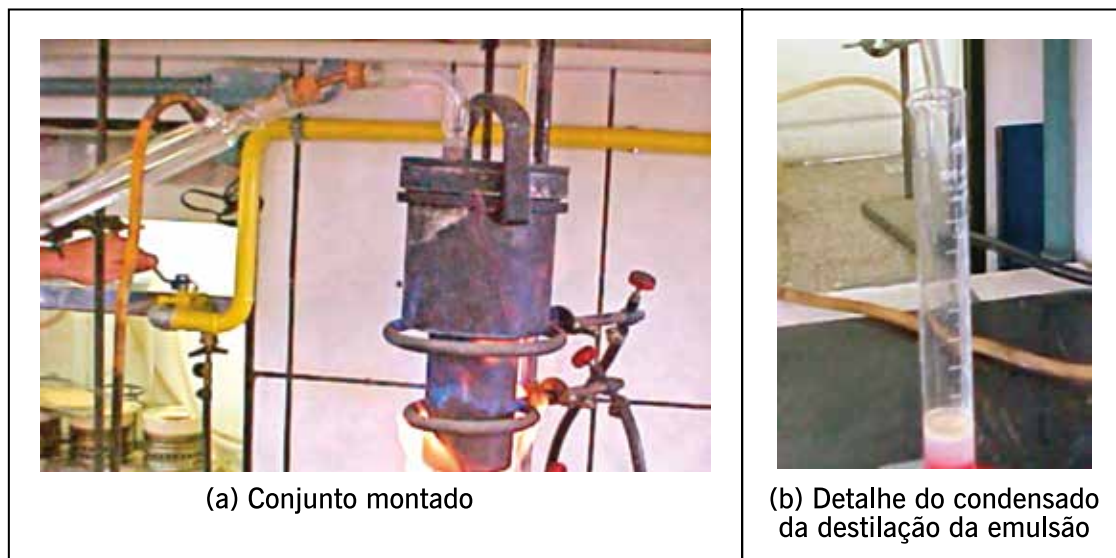
(c) Pesagem do resíduo

Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

### **Determinação do resíduo por destilação**

A amostra é colocada em um destilador metálico especificado e aquecida por bico de Bunsen sob condições estabelecidas até 260°C, determinando-se ao final o resíduo da destilação (ABNT NBR 6568). A figura 2.61 mostra alguns aspectos desse ensaio. A amostra consiste de aproximadamente 300 g da emulsão que serão passados em peneira de abertura de 841  $\mu\text{m}$ . O término da destilação deve ocorrer entre 45 e 75 minutos após atingida a temperatura de destilação que será mantida durante 15 minutos. O resíduo é expresso como a porcentagem de peso residual de material asfáltico emulsionado.

**Figura 2.61** – Aspectos do ensaio de determinação do resíduo por destilação de emulsões asfálticas



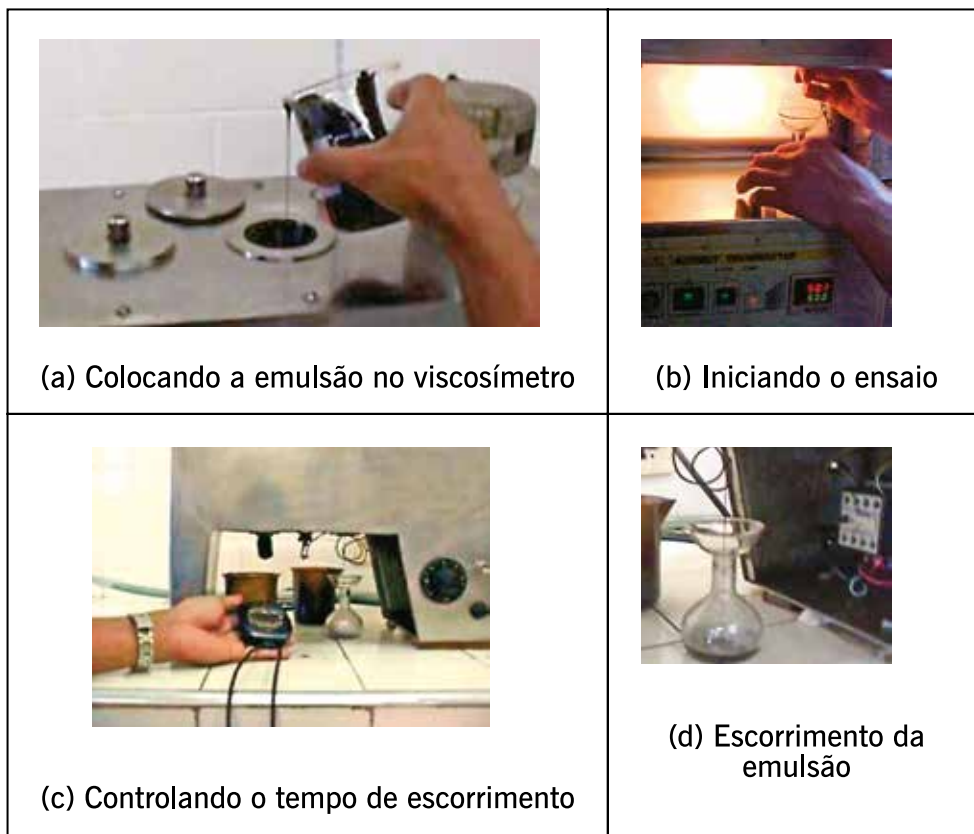
Fonte: Greca Asfaltos, 2008.

ASTM tem um método de obtenção de resíduo de emulsão por técnica de evaporação a baixa temperatura, designado D 7497, visando não danificar a qualidade do resíduo que é particularmente interessante para obtenção de resíduos a serem testados no reômetro de cisalhamento dinâmico. Além desse método, os métodos D 7403, D 7404 e D 7944 também se referem à obtenção de resíduos de emulsão, de forma a não danificar a qualidade do resíduo, empregando baixa temperatura por destilação a vácuo, analisador de perda de massa e estufa a vácuo, respectivamente.

### Viscosidade

A viscosidade determina a trabalhabilidade da emulsão e é influenciada pela quantidade de asfalto presente, pelo emulsificante e pelo tamanho dos glóbulos. De acordo com a especificação brasileira de emulsão asfáltica, é medida por meio do viscosímetro Saybolt-Furol (ABNT NBR 14491). Na figura 2.62 são mostrados os passos do ensaio. Alguns procedimentos de ensaio para emulsões diferem um pouco dos especificados para a caracterização de CAP feita no mesmo equipamento.

**Figura 2.62** – Etapas do ensaio de viscosidade Saybolt-Furol com emulsões



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

### Determinação do pH da emulsão asfáltica

O ensaio de determinação do pH de uma emulsão asfáltica é descrito na norma ABNT NBR 6299 e consiste em se usar um equipamento próprio mostrado na figura 2.63. Esse aparelho possui um sensor que é mergulhado na amostra da emulsão e registra o pH, podendo-se com isto saber se a emulsão é básica ou ácida, o que está associado ao emulsificante empregado.

**Figura 2.63** – Determinação do pH da emulsão



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

## Considerações sobre algumas propriedades das emulsões

O balanço entre a estabilidade da emulsão e a velocidade da ruptura é crítico no seu desempenho e no sucesso dos serviços, devendo a emulsão apresentar estabilidade adequada para o transporte e estocagem, mas, ao ser aplicada, deve apresentar ruptura em tempo adequado ao tipo de serviço. A escolha do tipo de emulsão para cada serviço será comentada nos capítulos 4 e 5.

Os emulsificantes desempenham várias funções dentro de uma emulsão asfáltica. Eles facilitam a emulsificação reduzindo a tensão interfacial entre o asfalto e a água, determinam se a emulsão formada é do tipo água em óleo ou óleo em água, estabilizam a emulsão impedindo a coalescência de gotículas, ditam as características de desempenho da emulsão, como a sedimentação e a adesividade. O emulsificante é o constituinte mais importante de qualquer emulsão asfáltica. Para ser eficaz, o emulsificante deve ser solúvel em água e ter o equilíbrio correto entre hidrofílico (com afinidade pela água) e lipofílico (com afinidade com lipídios (compostos orgânicos que são insolúveis em água, mas solúveis em solventes ou gorduras orgânicos)). Os emulsificadores podem ser usados individualmente ou em combinação para garantir propriedades especiais.

A ruptura da emulsão é usualmente iniciada por adsorção entre a emulsão e os agregados. Em função do tipo de emulsão e do tipo do agregado, a ruptura passa a ser muito dependente das condições climáticas para acelerar a evaporação da água.

Hoje estão disponíveis no mercado brasileiro também emulsões que utilizam asfalto modificado por polímero, indicadas na tabela 2.16 (ANP, 2012). As emulsões de CAPs modificadas por polímero elastomérico são classificadas segundo a velocidade de ruptura nos tipos rápida, média, lenta e controlada. Cada tipo está mais indicado para uma aplicação específica. Para maiores detalhes, consulte o *Guia técnico – utilização de ligantes asfálticos em serviço de pavimentação* (ABEDA, 2015).

No DNIT existe a norma DNIT 129/2011 – EM que trata das emulsões com polímero.

Um exemplo de aplicação de emulsão modificada por polímero na reciclagem de pavimentos pode ser visto em Silva (2011), que fez estudos de laboratório e acompanhamento de trecho em campo.

Na tabela 2.16 aparecem alguns ensaios parecidos com os descritos para as emulsões sem polímero ou para o asfalto, porém eles apresentam certas especificidades de procedimento. Esses ensaios não serão descritos aqui, devendo o leitor consultar as respectivas normas brasileiras. Alguns desses ensaios são: recuperação elástica ABNT NBR 15086, resíduo seco por evaporação ABNT 14896 etc.

A título comparativo comenta-se a especificação europeia de emulsões asfálticas catiônicas que constam da norma EN 13808/2016, na versão de Portugal, que é atendida por características indicadas nos Quadros 1 a 4. Aplica-se a emulsões asfálticas de ligantes convencionais e de ligantes modificados por polímeros e látex. Na Europa são usados vários tipos de emulsões catiônicas que podem ter teores de ligantes diferentes conforme o uso. Nessa norma, de 45 páginas, constam quatro quadros, sendo o Quadro 1 de especificações e de classes para definir propriedades de emulsões asfálticas catiônicas, que são selecionadas nos três quadros seguintes. As propriedades do Quadro 2 caracterizam a emulsão. Os Quadros 3 e 4 definem as propriedades e as classes de desempenho aplicáveis aos ligantes residuais obtidos após os procedimentos de destilação, recuperação, estabilização e envelhecimento. Ao especificar uma emulsão, deve ser selecionada a classe apropriada para cada requisito técnico a partir das classes existentes nos Quadros 2, 3 e 4. Os vários tipos, quando ensaiados pelos métodos indi-

cados devem estar em conformidade com os limites especificados. A norma descreve de forma sucinta a característica de cada item.

Na Europa são usados vários tipos de emulsões catiônicas, e, em cada país, podem ser usados diferentes teores de ligante residual, sendo especificados no Quadro 2, 13 classes (classe 0 a classe 12), que devem atender a vários requisitos tais como: teor de ligante residual (que varia de < 38 a > 71), comportamento à ruptura, viscosidade, adesividade ao agregado, resíduo de peneiramento e estabilidade à estocagem. Nos Quadros 3 e 4, as propriedades dos ligantes residuais tratam de consistência, ponto de ruptura Fraass, recuperação elástica, energia de coesão pelo ensaio de tração, entre outras características. Trata ainda a especificação de vários itens adicionais como substâncias perigosas, amostragem e ensaios de recebimento, controle de produção na fábrica, matérias-primas e componentes, entre outros pontos.

Na publicação NCHRP (RR 837/2017) indica-se que as especificações de emulsões devem ser particulares para cada tipo de serviço de pavimentação e se aponta para o uso de ensaios de desempenho, como os que serão descritos no item 2.9 a seguir.

Na página da Abeda constam as várias empresas que compõem o segmento, com seus endereços e contatos.

**TABELA 2.16 – ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE EMULSÕES MODIFICADAS POR POLÍMERO ELASTOMÉRICO**

Característica	Unid.	Limite					Método <sup>1</sup>		
		Ruptura rápida		Ruptura média	Ruptura controlada	Ruptura lenta	ABNT NBR	ASTM	
		RR1C-E	RR2C-E	RM1C-E	RC1C-E	RL1C-E			
<b>Ensaio para a emulsão</b>									
Viscosidade Saybolt-Furol, a 50°C	5	70 máximo	100-400	20-200	70 máximo	70 máximo	14491	D244	
Sedimentação, máximo	% massa	5					6570	D6930	
Peneiração 0,84 mm, máximo	% massa	0,1					14393	D6933	
<b>Resistência à água, mínimo de cobertura<sup>2</sup></b>									
Agregado seco	%	80					6300	D244	
Agregado úmido		80	80	60	60	60			
Carga de partícula	–	Positiva						6567	D244
pH, máximo	–	–	–	–	6,5	6,5	6299	D244	
Destilação – solvente destilado a 360°C	% volume	0-3	0-3	0 a 12	0	0	6568	D244	
Resíduo seco, mínimo	% massa	62	67	62	62	60	14376	D6934	
Desemulsibilidade, mínimo	% massa	50	50	–	–	–	6569	D6936	
Máximo		–	–	50	–	–			
<b>Ensaio para resíduo da emulsão obtido pela ABNT NBR 14896</b>									
Penetração a 25°C (100 g e 5 s)	0,1 mm	45-150	45-150				6576	D5	
PA, mínimo	°C	50	55				6560	D36	
Viscosidade Brookfield a 135°C, SP21, 20 rpm, mínimo	cP	550	600				15184	D4402	
Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, mín.	%	65	70				15086	D6084	

<sup>1</sup> A equivalência das normas NBR e ASTM é parcial, sendo que, preferencialmente, os ensaios devem ser pelas normas NBR.

<sup>2</sup> Se não houver envio de amostra ou informação da natureza do agregado pelo consumidor final, o distribuidor deverá indicar a natureza do agregado usado no ensaio no certificado da qualidade.

Fonte: ANP, 2012.



## 2.9 ASFALTO DILUÍDO

Os asfaltos diluídos (ADP) são produzidos pela adição de um diluente volátil, obtido do próprio petróleo, que varia conforme o tempo necessário para a perda desse componente adicionado restando o asfalto residual após a aplicação. O diluente serve apenas para baixar a viscosidade e permitir o uso à temperatura ambiente (IBP, 1999; HUNTER, 2000; SHELL, 2015).

No Brasil são fabricados dois tipos de ADP, chamados de cura média e de cura rápida. O termo cura refere-se à perda dos voláteis e depende da natureza do diluente utilizado. A denominação dos tipos é dada segundo a velocidade de evaporação do solvente:

- cura rápida (CR) cujo solvente é a gasolina ou a nafta;
- cura média (CM) cujo solvente é o querosene.

A segunda forma de avaliação e denominação é vinculada ao início da faixa de viscosidade cinemática de aceitação em cada classe. Por exemplo, um ligante denominado CM-30 é um ADP de cura média (CM) cuja faixa de viscosidade a 60°C começa em 30 cSt; um CR-250 é um tipo cura rápida (CR) com 250 cSt de viscosidade inicial. Nas tabelas 2.17 e 2.18 são mostradas as especificações brasileiras vigentes de ADP. O principal uso do ADP na pavimentação é no serviço de imprimação de base de pavimentos.

**TABELA 2.17 – ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE ASFALTO DILUÍDO, TIPO CURA RÁPIDA**

Característica	Método		Tipos de CR	
	ABNT/NBR	ASTM	CR-70	CR-250
<b>No asfalto diluído</b>				
Viscosidade cinemática, cSt, 60°C	14756	D 2170	70-140	250-500
Viscosidade Saybolt-Furol, s	14950	D 88	60-120	–
50°C			–	125-250
60°C			–	27
Ponto de fulgor (V.A. Tag) °C, mínimo	5765	D 3143	–	27
Destilação até 360°C, % volume total destilado, mínimo	14856	D 402	–	–
190°C			10	–
225°C			50	35
260°C			70	60
316°C			85	80
Resíduo, 360°C, % volume, mínimo			55	65
Água, % volume, máximo	14236	D 95	0,2	0,2
<b>No resíduo da destilação</b>				
Viscosidade, 60°C, P <sup>2</sup>	5847	D 2171	600-2400	600-2400
Betume, % massa, mínimo <sup>2</sup>	14855	D 2042	99,0	99,0
Dutilidade, 25°C, cm, míimo. <sup>1,2</sup>	6293	D 113	100	100

<sup>1</sup> Se a dutilidade obtida a 25°C for menor do que 100 cm, o asfalto diluído estará especificado se a dutilidade a 15,5°C for maior que 100 cm.

<sup>2</sup> Ensaio realizado no resíduo da destilação.

Fonte: ANP, 2007.

**TABELA 2.18 – ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE ASFALTO DILUÍDO, TIPO CURA MÉDIA**

Característica	Método		Tipos de CR	
	ABNT/NBR	ASTM	CM-30	CM-70
<b>No asfalto diluído</b>				
Viscosidade cinemática, cSt, 60°C	14756	D 2170	30-60	70-140
Viscosidade Saybolt-Furol, s	14950	D 88		
25°C			75-150	–
50°C			–	60-120
Ponto de fulgor (V.A. Tag), °C, mínimo	5765	D 3143	38	38
Destilação até 360°C, % volume total destilado, mín	14856	D 402		
225°C			25	20
260°C			40-70	20-60
316°C			75-93	65-90
Resíduo, 360°C, % volume, mínimo			60	55
Água, % volume, máx.	14236	D 95	0,2	0,2
<b>No resíduo da destilação</b>				
Viscosidade, 60°C, P <sup>2</sup>	5847	D 2171	300-1200	300-1200
Betume, % massa, mínimo <sup>2</sup>	14855	D 2042	99,0	99,0
Dutilidade, 25°C, cm, mínimo <sup>1, 2</sup>	6293	D 113	100	100

<sup>1</sup> Se a dutilidade obtida a 25°C for menor do que 100 cm, o asfalto diluído estará especificado se a dutilidade a 15,5°C for maior que 100 cm.

<sup>2</sup> Ensaio realizado no resíduo da destilação.

Fonte: ANP, 2007.

Na norma EN 15322 (2013) consta a especificação de ADP (*cutback*) e asfalto fundido (*fluxed bituminous binder* – com adição de óleos vegetais), em 10 classes. São 42 páginas e cinco tabelas, também considerando asfaltos modificados como base. Essa norma apresenta um passo a passo para especificar o ADP e o fundido, que passa por vários critérios e quadros. Os ensaios iniciais são de viscosidade, solubilidade, ponto de fulgor, adesividade ao agregado, destilação e PA do ligante recuperado. São 10 classes iniciais, num primeiro quadro, e seguem outros três quadros complementares de verificação de classes após a estabilização do ligante, um para o CAP recuperado que apresente penetração a 25°C menor ou igual a (330 x 0,1) mm, outro para penetração maior que (330 x 0,1) mm, e o último quadro com requisitos de desempenho após envelhecimento de longo prazo. O “nome” da classe de cada produto é montado a partir da sequência de enquadramento em todos os quadros pertinentes. Tem 40 páginas, e vários anexos que dizem respeito a requisitos adicionais de controle de qualidade e outros pontos. Esses materiais asfálticos são indicados para tratamentos de superfícies tais como tratamento superficial, pintura de imprimação ou de ligação, remendos, reparo de buracos, selagem de trincas, tratamento contra pó.

## 2.10 ASFALTO ESPUMA

Uma terceira forma de diminuir a viscosidade do asfalto e melhorar a sua dispersão quando da mistura com agregados, mas ainda utilizando o CAP aquecido, é a técnica chamada de asfalto espuma. Asfalto espuma ou asfalto espumado é a mistura de CAP e água realizada em condições específicas de temperatura e pressão, obtida em câmaras de expansão.

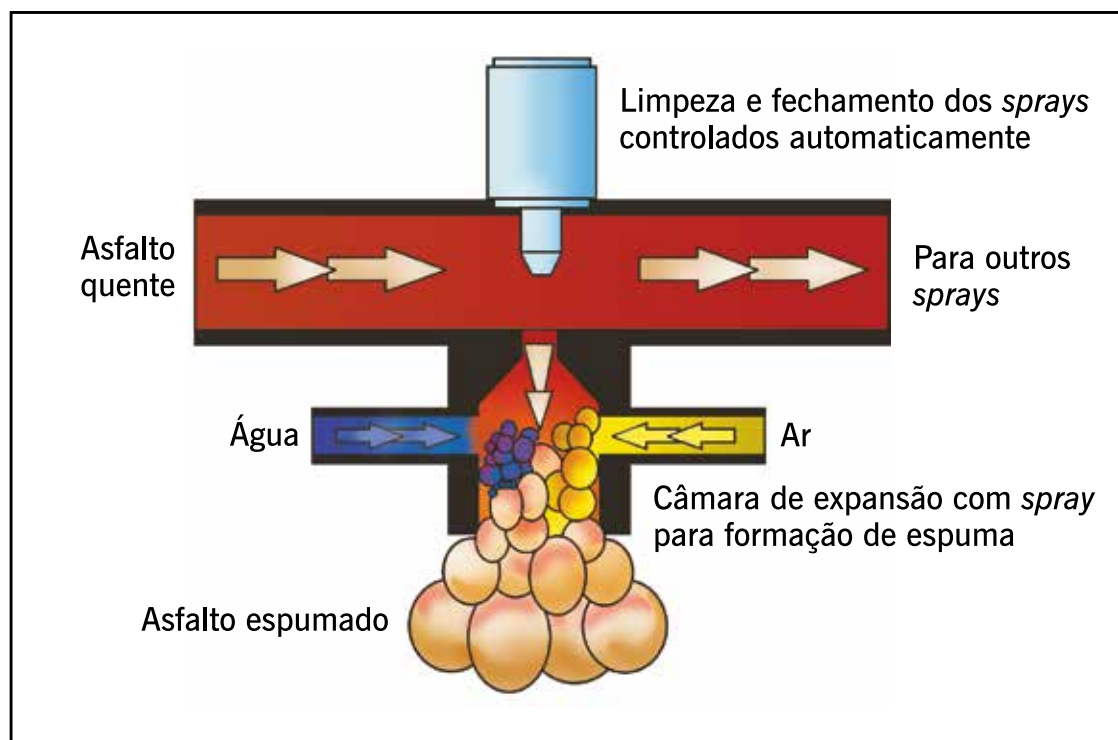
Foi comentado no item 2.2 que um dos requisitos do CAP é não haver espumação. No entanto, para algumas utilizações especiais, a espumação do asfalto sob condições particulares e

controladas pode se mostrar uma grande aliada para melhor envolver agregados e até mesmo solos.

Essa técnica de espumação especial do asfalto consiste em se promover o aumento de volume do CAP por choque térmico pela injeção de um pequeno volume de água à temperatura ambiente, em um asfalto aquecido, em condições controladas, dentro de uma câmara especialmente desenvolvida para isso. A figura 2.64 ilustra essa câmara e o processo de espumação. No campo esse processo pode ser controlado por dois índices: a taxa de expansão e a meia-vida, ilustrados na figura 2.65. Com essa expansão provocada pela espumação do ligante, há um aumento de volume que baixa a viscosidade, o que facilita o recobrimento dos agregados.

A taxa de expansão é a relação entre o volume máximo do CAP em estado de “espuma” e o volume de CAP remanescente, após a espuma estar completamente assentada. A meia-vida é o tempo em segundos necessário para uma espuma regredir do seu volume máximo até a metade desse volume.

**Figura 2.64** – Esquema da câmara de expansão do asfalto espuma e o processo de espumação



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

**Figura 2.65** – Exemplo de esquema de avaliação da taxa de expansão da meia-vida de um asfalto espuma em campo



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

A técnica foi originalmente proposta e usada no estado de Iowa nos Estados Unidos, entre 1957 e 1960. Depois foi aperfeiçoada na Austrália em 1968, difundiu-se pela Europa, e foi introduzida no Brasil no final da década de 1990, tendo como base exemplos observados na África do Sul.

A utilização inicialmente era prevista para estabilização de agregados fora de especificação, mas cresceu em todo o mundo para uso em manutenção de pavimentos pela técnica da reciclagem e hoje até para obras novas, por ter se mostrado muito versátil. Pode ser usada em usina estacionária ou em unidades móveis de reciclagem, permitindo uma variedade de utilizações, com economia de energia, pois pode ser adicionada ao agregado natural ou fresado, não aquecido e até mesmo úmido, resultando em misturas menos suscetíveis aos efeitos climáticos do que as misturas com emulsão (HUNTER, 2000). Seu uso é frequente no Brasil e no mundo.

Mais informações sobre esse material e seu emprego em pavimentação, no país, podem ser consultadas em Pinto (2002); Dama (2003); Castro (2003); Rivoire Jr. (2014); Zubaran (2014), entre outros. A especificação de serviço DNIT 169/2014 – ES trata da utilização de asfalto-espuma em reciclagem a frio (ver capítulo 4). Nesta especificação de serviço do DNIT admite-se que os cimentos asfálticos de petróleo utilizados na produção de espuma devem ser do tipo CAP 50/70, CAP 85/100 ou CAP 150/200, de acordo com a norma DNIT 095/2006-EM. A espuma de asfalto deve apresentar as seguintes características: (a) expansão  $\geq 10$ ; (b) meia-vida  $\geq 8$  segundos.

A espumação do asfalto é uma das formas de baixar a temperatura de mistura do ligante asfáltico na usina e/ou no campo. A seguir se apresenta a chamada mistura morna, que pode ser feita com esta técnica ou com outros aditivos.

## **2.11 O PROGRAMA SHRP E AS ESPECIFICAÇÕES DOS LIGANTES POR DESEMPENHO SUPERPAVE**

O programa estratégico de pesquisas em rodovias (SHRP) foi estabelecido pelo Congresso dos Estados Unidos em 1987, como um plano de estudos de 5 anos, com uma verba de US\$ 150 milhões, para melhorar o desempenho, a durabilidade e a segurança das estradas. Um dos prin-

cipais resultados desse programa de pesquisa foi a proposição de novos métodos de avaliação dos ligantes asfálticos para pavimentação.

As especificações de ligantes asfálticos estão em constante evolução visando incluir requisitos relacionados ao desempenho em pavimentos. As primeiras especificações usam ensaios simples e empíricos e as mais recentes buscam usar ensaios fundamentais, baseados em caracterização da viscoelasticidade e do dano, alcançando avanços significativos nas últimas décadas.

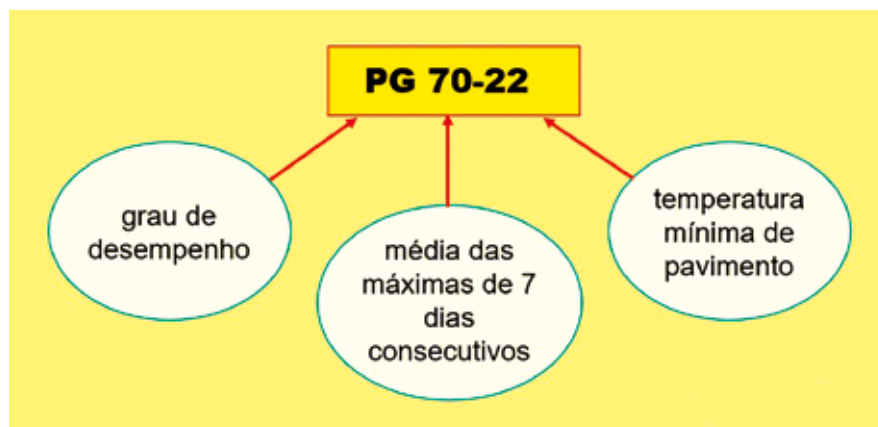
Essas novas especificações, resultantes do SHRP, passaram a ser conhecidas como superior performing asphalt pavements (Superpave) e apresentaram mudanças significativas nos procedimentos de ensaio de ligantes e de misturas asfálticas, visto que privilegiam a avaliação das propriedades reológicas feitas por ensaios mais representativos das mesmas que os convencionais, utilizados nas especificações baseadas nos ensaios tradicionais de penetração, PA e viscosidade.

### 2.11.1 Especificação Superpave inicial

A especificação Superpave avalia o ligante asfáltico em uma ampla faixa de temperaturas, que cobre todas as etapas do processo de mistura, espalhamento e compactação, e também associada às temperaturas do pavimento ao longo da vida útil do trecho onde aquele material será utilizado. O nome das classes é dado por uma faixa de temperatura, mantém-se o valor do parâmetro de avaliação da característica fixo e verifica-se para qual temperatura de uso aquele material testado satisfaz o valor especificado.

Para compor essa nova classificação dos ligantes asfálticos foram estabelecidos novos ensaios, ditos de desempenho, realizados em temperaturas baixas, médias e altas de uso do CAP no campo. Os ensaios necessários estão descritos sucintamente a seguir e uma parte da especificação inicialmente proposta é mostrada na tabela 2.19. Os ligantes são classificados em graus de temperatura máxima e mínima em que apresentam determinadas propriedades, estabelecidas como grau de desempenho (PG – *performance grade*, em inglês) e são, por exemplo: PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22 entre outros, onde o primeiro número  $T_{máx}20mm$  é a temperatura de campo, a 20 mm de profundidade no revestimento, mais alta durante os 7 dias consecutivos mais quentes do ano e o segundo número  $T_{mín}$ , incluindo o sinal negativo, corresponde à mínima temperatura que atua no mesmo ponto do pavimento no dia mais frio do ano. Os intervalos entre classes inicialmente eram de 6°C nas temperaturas. A figura 2.66 indica a concepção dos nomes das classes dessa especificação.

**Figura 2.66** – Sistema de classificação Superpave baseado nas temperaturas máxima e mínima do pavimento no local



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

Nas temperaturas altas ou nos carregamentos lentos, o ligante asfáltico age como um líquido viscoso, e, nas baixas temperaturas ou nos carregamentos a altas velocidades, age como um sólido elástico, simplificadaamente.

As temperaturas a serem usadas para especificar o ligante para uma determinada obra, deveriam ser calculadas pelas expressões seguintes (INSTITUTO DO ASFALTO, 2001):

$$T_{\max 20\text{mm}} = (T_{\max \text{ ar}} - 0,00618 \text{ Lat}^2 + 0,2289 \text{ Lat} + 42,2) (0,9545) - 17,78 \quad (2.13)$$

Onde:

$T_{\max 20\text{mm}}$  = temperatura máxima de projeto do revestimento asfáltico à profundidade de 20 mm abaixo da superfície, °C;

$T_{\max \text{ ar}}$  = média das temperaturas máximas do ar dos 7 dias consecutivos mais quentes do ano, °C;

Lat = latitude geográfica do local do projeto em graus.

$$T_{\min} = -1,56 + 0,72T_{\min \text{ ar}} - 0,004 \text{ Lat}^2 + 6,26 \log_{10} (H + 25) - Z (4,4 + 0,52 \sigma^2 \text{ ar})^{1/2} \quad (2.14)$$

Onde:

$T_{\min}$  = temperatura mínima de projeto do revestimento asfáltico à profundidade de 20 mm abaixo da superfície, °C;

$T_{\min \text{ ar}}$  = temperatura mínima do ar no ano, °C;

Lat = latitude geográfica do local do projeto em graus;

H = profundidade a partir da superfície, mm;

$\sigma^2 \text{ ar}$  = desvio padrão da temperatura média mínima do ar, °C;

Z = obtido da tabela da distribuição normal, e.g., Z = 2,055 para 98% de confiabilidade.

Depois outras expressões foram desenvolvidas e até um programa denominado LTPBind foi criado para facilitar essas determinações. No Brasil, a temperatura quente é mais relevante do que a fria, e não se tem tantas variações, embora o país seja muito grande, mas a maior parte se situa em clima tropical.

A seleção do ligante por clima proposta pelo programa SHRP admitia carregamentos de caminhões a velocidades altas. A velocidade de carregamento prevista nas especificações dos ensaios é de 10 rad/s, que corresponde a um tráfego de aproximadamente 90 km/h. Em locais tais como paradas de ônibus, pedágios, estacionamentos, a velocidade de carregamento é muito menor que a estabelecida nas especificações. Verificou-se que a determinação de parâmetros reológicos, realizada a velocidades menores, como por exemplo 1 rad/s, equivalente a 8 km/h, reduz a resistência à deformação permanente.

Para compatibilizar essas situações de baixa velocidade, o Superpave recomendava que o grau a alta temperatura fosse elevado de 6 a 12°C. Por exemplo, se o ligante selecionado pelo clima for de grau de desempenho PG 64-22, para acomodar baixas velocidades de carregamento, o projetista pode subir um grau, chegando a PG 70-22. Se estiver previsto carregamento estacionário, o projetista pode selecionar o PG 76-22. Os PG 76 e 82 não correspondem a condições climáticas habituais nos EUA, mas foram criados em função das solicitações de carregamento de baixa velocidade.

Recomendava-se ainda que, além da velocidade de carregamento, o volume de tráfego seja levado em consideração na seleção do ligante. Quando o volume de tráfego expresso pelo número N exceder certo valor, considera-se aumento de 1 PG no grau quente, ou seja, 6°C. Quando o volume de tráfego exceder um segundo patamar considera-se aumento de 2 PG, ou seja, 12°C no grau quente. Por exemplo, em um projeto em que a seleção de clima foi de PG 58-22, mas que o tráfego previsto seja muito elevado, há necessidade de um ligante PG 70-22.

A especificação Superpave vem evoluindo constantemente desde que foi estabelecida, inicialmente nos anos 1990. A norma ASTM D6373/2016 denominada “Standard specification for performance graded asphalt binder” define os ligantes asfálticos classificados por desempenho e as designações das classes estão relacionadas à média temperatura máxima de 7 dias do projeto do pavimento e temperatura mínima do projeto do pavimento. Uma parte dessa especificação está na tabela 2.19.

A versão mais recente pela ASTM (D8239/18) denominada “Standard specification for performance-graded asphalt binder using the multiple stress creep and recovery (MSCR) test”, já inclui outros parâmetros, tal como o MSCR, que será apresentado mais à frente, e o efeito do volume de tráfego. As designações de classificação estão relacionadas à temperatura máxima calculada do projeto do pavimento calculada pelo LTPPBind, temperatura mínima de projeto do pavimento e carga de tráfego, informados pelo projetista ou agência. Essa especificação incorpora o método de ensaio D7405 para determinar a compliância de fluência não recuperável, Jnr. As designações S, H, V ou E devem ser especificadas para o carregamento de tráfego, sendo S tráfego normal, H, tráfego alto, V muito alto e E extremamente alto. Esta será mostrada mais à frente, após a apresentação dos ensaios.

No Brasil, em muitas universidades, alguns distribuidores, alguns órgãos e concessionárias, o uso desses equipamentos do Superpave e seus parâmetros é bastante conhecido e já se tem um banco de dados em relação aos ligantes nacionais. O Cenpes da Petrobras foi pioneiro na introdução desses ensaios no país, e avaliam constantemente os asfaltos fabricados nas várias refinarias da empresa.

A AASTHO tem as especificações de CAP dadas pelas AASHTO M 320/2017 (Standard specification for performance-graded asphalt binder) e AASHTO M 332/2014 (*Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test*), equivalentes às duas especificações da ASTM citadas.

A Comissão de Asfalto do IBP discute a mudança da especificação brasileira para uma

próxima da Superpave, mas considerando a adaptação para as condições de clima do país. A ANP tem participação na Comissão de Asfalto. Por exemplo, as temperaturas mínimas no país, são em geral ainda positivas, só pequena parte em regiões de serra tem temperaturas negativas no inverno de forma frequente. Também as altas temperaturas nos primeiros centímetros dos revestimentos asfálticos sempre estão acima de 60°C conforme previsão feita a partir das normas climatológicas. Assim, os ensaios ligados à especificação da temperatura mínima (fria), por exemplo, não seriam inicialmente necessários aqui, a maioria do país tem essa temperatura ainda positiva.

No Brasil já se tem norma do reômetro (DNIT 423/2020 - ME), do viscosímetro rotacional (ABNT NBR 15184/2004 confirmada em 2021) e do RTFOT (ABNT 15235).

Outras normas de ensaio ainda precisam ser adaptadas e aprovadas na ABNT ou nos órgãos de administração rodoviária, como o DNIT ou outros estaduais.

**TABELA 2.19 – PARTE DA ESPECIFICAÇÃO SUPERPAVE DE CAP (ASTM 6373/2016)**

Grau de desempenho	PG 64 -10 -16 -22	PG 70 -10 -16 -22	PG 76 -10 -16 -22	PG 82 -10 -16 -22
Ensaio				
<b>Ligante original</b>				
Viscosidade Brookfield (máximp 3.000cP), °C	135			
Ponto de fulgor, °C	230			
Cisalhamento dinâmico: G*/sen δ (mínimo 1,0 kPa), °C Prato 25 mm, 1 mm gap, temperatura de ensaio a 10 rad/s	64	70	76	82
<b>Após o RTFOT (D2872)</b>				
Varição em massa, %	< 1	< 1	<	<
Cisalhamento dinâmico: G*/sen δ (mínimo 2,2 kPa), °C Prato 25 mm, 1 mm gap, temperatura de ensaio a 10 rad/s	64	70	76	82
<b>Após o RTFOT/PAV (D 6521)</b>				
Temperatura do PAV °C	100	100 (110)	100 (110)	100 (110)
Cisalhamento dinâmico: G*. sen δ (máximo 300 kPa), °C Prato 8 mm, 2 mm gap, temperatura de ensaio a 10 rad/s	31 28 25	34 31 28	37 34 31	40 37 34
Fluência (BBR) @ 60 s, °C Coef. angular, m (mínimo 0,3) Módulo de rigidez, S (máximo 300 MPa)	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12
Ensaio de tração direta: Alongamento na ruptura, mínimo 1,0% Temperatura de ensaio a 1,0mm/min. °C	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12

Fonte: ASTM 6373, 2016.

Considerando que as especificações Superpave para ligantes asfálticos baseiam-se em ensaios reológicos e seus parâmetros, além de estabelecer relações entre as características do ligante ao desempenho das misturas asfálticas em serviço, nesta etapa convém descrever os ensaios e equipamentos que são utilizados para esse fim:

- reômetro de cisalhamento dinâmico – DSR (ASTM D 7175);
- viscosímetro rotacional – RV (ASTM D 4402);
- reômetro de fluência em viga – BBR (ASTM D 6648);



- prensa de tração direta – DDT (ASTM D 6723);
- estufa de película delgada rotacional – RTFOT (ASTM 2872);
- vaso de pressão de envelhecimento – PAV (ASTM 6521).

### Reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR)

O reômetro de cisalhamento dinâmico (*dynamical shear rheometer* – DSR) é usado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante. Por meio desse ensaio, mede-se o módulo complexo de cisalhamento ( $G^*$ ) e o ângulo de fase ( $\delta$ ), submetendo uma pequena quantidade de ligante a tensões de cisalhamento oscilatórias, entre duas placas paralelas. O ângulo  $\delta$  avalia a razão entre a resposta elástica e a viscosa durante o processo de cisalhamento. A figura 2.67 mostra um reômetro das especificações SHRP. O módulo complexo e o ângulo de fase podem ser definidos como:

$$G^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x}} \quad (2.15)$$

$$\delta = \omega \cdot (\Delta t) \quad (2.16)$$

Onde:

$G^*$  = módulo complexo de cisalhamento, Pa;

$\tau_{m\acute{a}x}$  = máxima tensão de cisalhamento aplicada, Pa;

$\gamma_{m\acute{a}x}$  = máxima deformação devido à tensão de cisalhamento aplicada;

$\delta$  = ângulo de fase;

$\omega$  = frequência angular, 1/s;

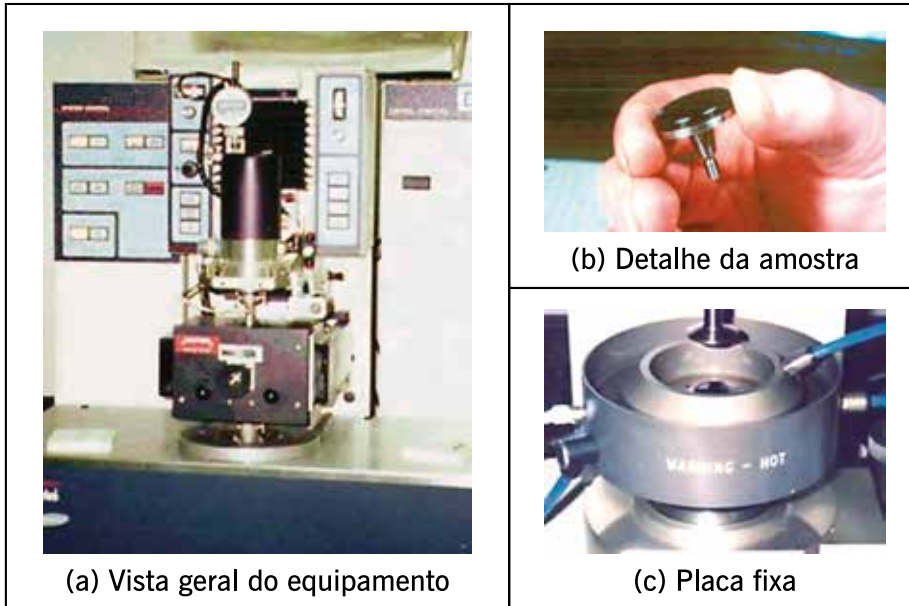
$\Delta t$  = tempo de defasagem, s.

O reômetro pode ser de tensão controlada com aplicação de um torque fixo para obter uma dada deformação cisalhante, ou de deformação controlada com aplicação de um torque variável para obter uma deformação cisalhante fixa. A frequência de oscilação do DSR é 10 rad/s ou 1,59 Hz.

A figura 2.67 apresenta de forma esquemática os valores de  $G^*$  e  $\delta$  obtidos no ensaio com o DSR, como resposta a uma deformação cisalhante da amostra. A forma de aplicação das tensões ou deformações cisalhantes está representada esquematicamente na figura 2.68(a). A resposta à deformação cisalhante da amostra de ligante está defasada em relação à tensão aplicada por certo intervalo de tempo  $\Delta t$  que representa o atraso na deformação obtida – figura 2.68(b). A fase em atraso é expressa em medida angular, como o tempo de atraso ( $\Delta t$ ) multiplicado pela frequência angular ( $\omega$ ), sendo representada pelo ângulo de fase ( $\delta$ ). Para materiais completamente elásticos, não existe atraso entre a tensão cisalhante aplicada e a deformação cisalhante obtida, sendo  $\delta$  igual a  $0^\circ$ . Para materiais totalmente viscosos, a deformação obtida está completamente defasada e  $\delta$  vale  $90^\circ$ . Materiais viscoelásticos, tais como os ligantes asfálticos, possuem ângulo de fase variando entre  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , dependendo da natureza do ligante e da temperatura de ensaio. Na figura 2.68(c), estão representados os resultados obtidos com dois tipos distintos de ligantes asfálticos 1 e 2, à mesma temperatura de ensaio, sendo que o

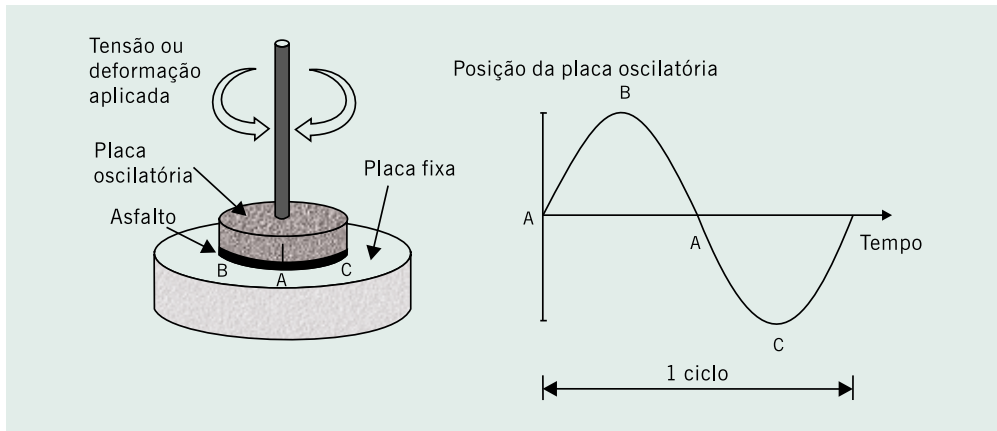
$\delta_2 < \delta_1$ , mostrando que o ligante 2 é mais elástico que o 1, ou que o ligante 1 é mais viscoso que o 2. A figura 2.68(c) poderia representar também os ângulos de fase de um mesmo ligante asfáltico testado no DSR a duas diferentes temperaturas, sendo a temperatura 2 menor que a temperatura 1. A altas temperaturas,  $\delta$  tenderia a  $90^\circ$  e a baixas temperaturas  $\delta$  tenderia a  $0^\circ$ .

**Figura 2.67** – Exemplo de reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR)

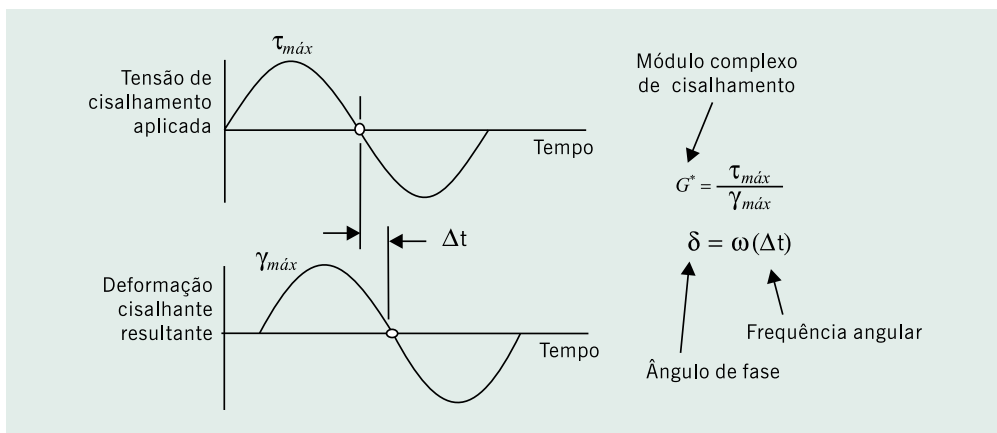


Fonte: CENPES – Petrobras, 2014.

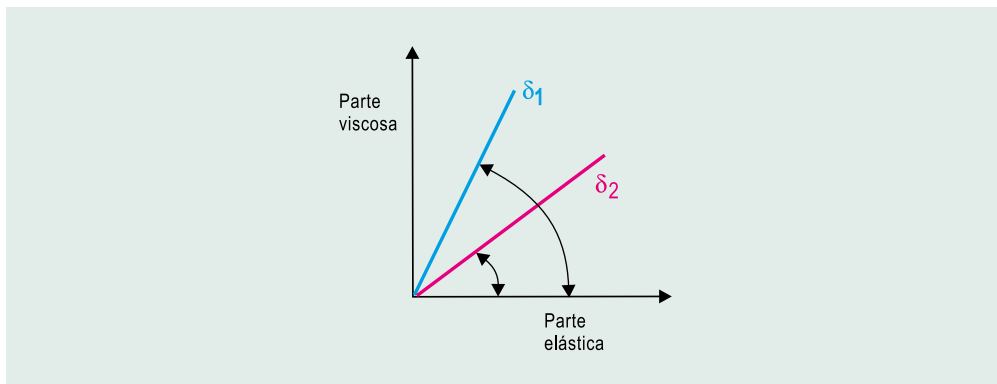
**Figura 2.68** – Representação gráfica do modo de aplicação das tensões ou deformações cisalhantes, dos parâmetros e resultados obtidos com o DSR



(a) Esquema de aplicação da tensão na amostra de asfalto



(b) Defasagem entre tensão e deformação



(c) Exemplos de resultados do ângulo de fase de dois asfaltos diferentes

Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

A especificação de ligante SHRP usa o parâmetro  $G^*/\text{sen } \delta$  para temperaturas altas ( $> 46^\circ\text{C}$ ) e  $G^*\text{sen } \delta$  para temperaturas intermediárias (entre  $7^\circ\text{C}$  e  $34^\circ\text{C}$ ) como forma de controlar a rigidez do asfalto.

Controlando a rigidez a altas temperaturas, a especificação de ligante assegura que o asfalto forneça resistência ao cisalhamento global da mistura em termos de deformação a altas

temperaturas. Da mesma forma, a especificação assegura que o ligante não contribua para o trincamento por fadiga, controlando sua rigidez a temperaturas intermediárias.

### Reômetro de fluência em viga (BBR)

O reômetro de fluência de viga (*bending beam rheometer* – BBR) é usado na caracterização da rigidez do ligante a baixas temperaturas. Por meio desse ensaio mede-se a rigidez estática (S) e calcula-se o logaritmo do módulo de relaxação (m). Essas propriedades são determinadas a partir da resposta ao carregamento estático (*creep*) sobre uma vigota de ligante a baixas temperaturas ( $-36^{\circ}\text{C} < T < 0^{\circ}\text{C}$ ) – figura 2.69.

Conhecendo-se a carga aplicada sobre a vigota e medindo-se a deflexão (deslocamento vertical) ao longo do teste, a rigidez estática pode ser determinada usando-se os fundamentos da mecânica. A especificação de ligante estabelece limites para S e m em função do clima onde o ligante será usado. Ligantes que possuam baixa rigidez estática S não trincarão em clima frio. De igual forma, ligantes que possuam altos valores de m, são mais eficientes na dissipação das tensões formadas durante a contração do ligante, quando a temperatura do pavimento cai abruptamente, minimizando a formação de trincas e fissuras. Portanto, os parâmetros S e m correlacionam-se com a formação de trincas térmicas, devidas às baixas temperaturas. O módulo de rigidez (S) e o parâmetro de relaxação (m), a baixa temperatura, são calculados pelas seguintes expressões:

$$S = \sigma / \varepsilon \quad (2.17)$$

$$m = \text{coeficiente angular a } 60\text{s (S x t)} \quad (2.18)$$

Onde:

S = módulo de rigidez (MPa);

$\sigma$  = tensão aplicada (mN);

$\varepsilon$  = deformação resultante;

m = parâmetro de relaxação (MPa/s);

t = 60 s.

De acordo com a especificação Superpave a rigidez S do ligante asfáltico deve ser menor do que 300 MPa e o módulo de relaxação m, deve ser maior do que 0,300, para 60 segundos. Quanto maior o valor de m, mais eficiente será o ligante na dissipação das tensões geradas durante a sua contração com a do mesmo com a baixa brusca da temperatura.

Devido ao conceito de superposição tempo-temperatura, o teste é feito em 60 segundos, em vez de 2 horas, à temperatura  $10^{\circ}\text{C}$  inferior à reportada. O parâmetro S é função da carga, distância entre suportes, dimensões da viga, e deflexão no tempo de 60 segundos;  $m = \log S(t) / \log t$ .

Quanto menor a rigidez S, maior a resistência ao trincamento, por isso limita-se um valor máximo para S. À medida que m diminui, a tendência é aliviar as tensões térmicas na mistura asfáltica, por isso limita-se um valor mínimo requerido para m.

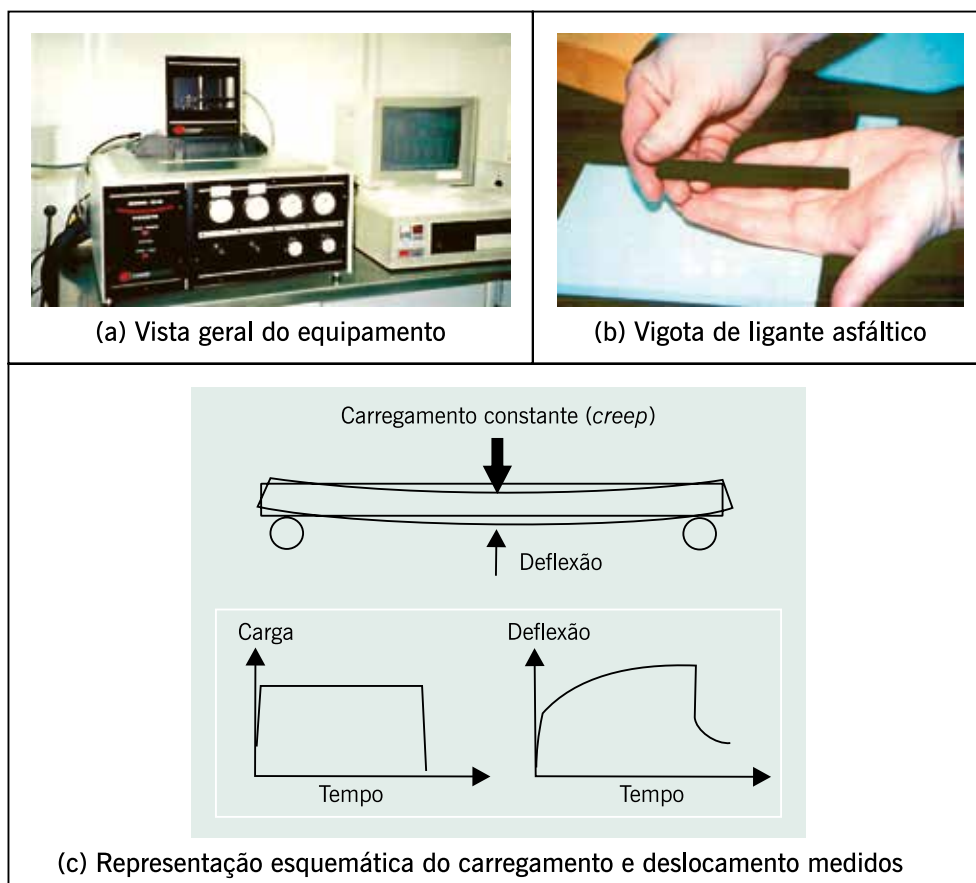
As propriedades à temperatura baixa do ligante asfáltico têm chamado a atenção nos últimos anos devido ao aumento do uso de fresado asfáltico (RAP). Métodos tradicionais para avaliar as propriedades de temperatura baixa do ligante requerem uma grande quantidade de material recuperado do RAP para ensaios com o BBR. Para diminuir o tamanho da amostra de ligante do RAP e, também, para resíduos de emulsão, pesquisadores avaliaram o uso de um corpo de prova de 4 mm de diâmetro em um DSR em vez do BBR. Para comparar os resultados dos ensaios de varredura de frequência realizados usando o DSR com os resultados do BBR, os dados do primeiro precisam ser convertidos em domínio de tempo e, posteriormente, de uma

resposta de carga cisalhante para uma resposta de carga axial. Foram desenvolvidos métodos para realizar essas duas conversões para comparar dados do DSR com os do BBR.

Haij *et al.* (2019) avaliaram alguns desses métodos com base nos princípios da interconversão viscoelástica linear, utilizando um conjunto de 11 amostras diferentes. Os resultados usando diferentes abordagens analíticas, mostram que o DSR tem boa repetibilidade e pode ser usado como substituto para o BBR para determinar propriedades da temperatura baixa, e, com alguma cautela pode-se obter o coeficiente de Poisson.

Büchner *et al.* (2020) apresentam um estudo interlaboratorial com a participação de 20 laboratórios de diversos países sobre o uso de corpos de prova em placas de 4 mm de diâmetro em um DSR, para avaliação das características de ligantes asfálticos a temperaturas baixas. Foram considerados dois ligantes asfálticos, um do tipo 50/70, e um modificado por polímero do tipo 25/55-55 A. Todos os participantes realizaram testes de varredura de frequência em temperaturas de -30 a 0°C e de 0,1 a 10 Hz usando seus protocolos de ensaio específicos de cada laboratório. A partir dessa primeira campanha interlaboratorial concluíram que a geometria de placa paralela de 4 mm no DSR é aplicável para testar ligante asfáltico à baixa temperatura resultando em repetibilidade aceitável. No entanto, os procedimentos de ensaio precisam ser unificados e padronizados. Portanto, um estudo interlaboratorial de acompanhamento deve ser realizado em 2020 com instruções mais detalhadas sobre preparação e geometria da amostra, condicionamento e procedimento de teste.

**Figura 2.69** – BBR e esquema de ensaio



Fonte: Cempes, 2008.

## Vaso de envelhecimento sob pressão (PAV)

O vaso de envelhecimento sob pressão é um equipamento para simular o envelhecimento do ligante asfáltico em serviço – figura 2.70. Inicialmente era considerado que o ensaio no vaso de envelhecimento sob pressão (*pressure aging vessel* – PAV), nas condições estabelecidas de temperatura e tempo de envelhecimento da amostra, representaria cerca de 10 anos da mistura asfáltica no campo. As amostras envelhecidas por esse método são a seguir testadas no DSR, BBR e DTT para estudo do efeito do envelhecimento de longo prazo nos ligantes asfálticos. As amostras passam antes pelo envelhecimento RTFOT que simula o envelhecimento do ligante que ocorre durante a usinagem e compactação da mistura para depois ser submetido a envelhecimento no PAV, que simula o endurecimento oxidativo que ocorre no ligante, ao longo da vida útil do pavimento, a princípio considerado correspondente a 10 anos. As amostras são colocadas em placas rasas de aço inox e envelhecidas num vaso por 20 horas a 2,1 MPa de pressão de ar. A temperatura de envelhecimento é selecionada de acordo com o tipo de CAP. Depois do envelhecimento, a amostra é colocada numa estufa a vácuo para desaerar. No entanto, com a comparação sistemática que passou a ser feita, verificou-se que, para determinados ligantes, a previsão do PAV seria só de 3 anos no campo e atualmente muitas pesquisas estão sendo feitas para ver que alterações no procedimento do ensaio devem ser feitas, e mudar o tempo de 20 horas para 40 ou 60 horas de condicionamento da amostra no PAV é uma linha de estudo.

Figura 2.70 – Exemplo de equipamento para ensaio de PAV

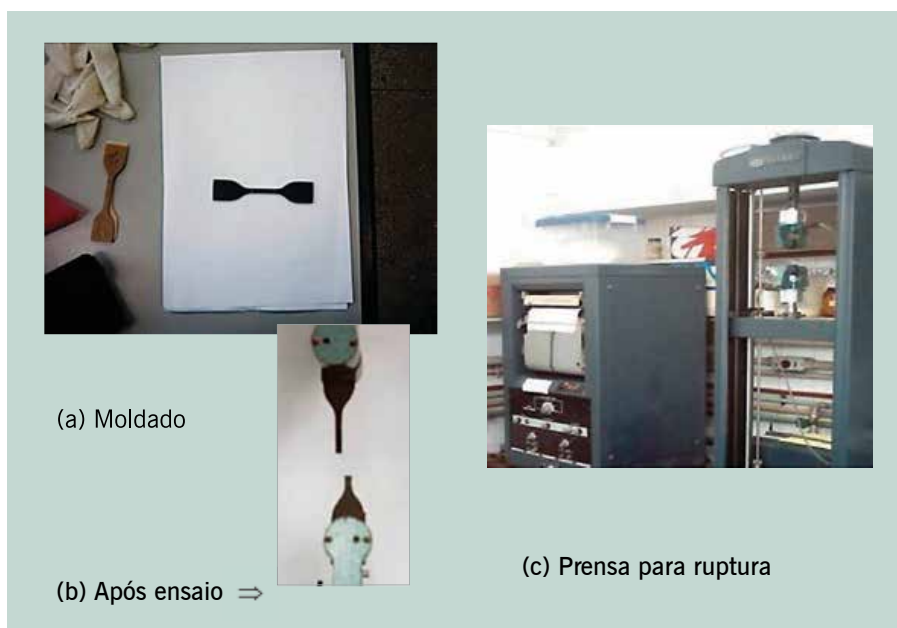


Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

## Ensaio de tração direta (DTT)

Alguns ligantes, particularmente modificados por polímero, podem exibir uma rigidez estática à baixa temperatura maior do que a desejada. Entretanto, eles podem não trincar devido à sua capacidade de deformar sem romper à baixa temperatura. Dessa forma, a especificação permite que o ligante possua uma rigidez maior, desde que se comprove, com o DTT, que ele possui utilidade suficiente a baixas temperaturas. Por meio do DTT (figura 2.71), obtém-se a tensão de ruptura, que é medida a partir do estiramento de uma amostra, com formato de gravatinha-borboleta, à baixa temperatura (+6°C a -36°C). De modo semelhante ao BBR, o atendimento aos critérios do ensaio DTT assegura que a ruptura do ligante, à baixa temperatura, seja minimizada.

Figura 2.71 – Aspectos do desenvolvimento do DTT



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

### 2.11.2 Novos ensaios e parâmetros para a especificação Superpave

As especificações Superpave, baseadas em desempenho, buscam avaliar a capacidade que os ligantes asfálticos apresentam de resistir à deformação permanente, à fadiga e ao trincamento térmico. No entanto os critérios iniciais foram revistos por não apresentarem boas correlações com o observado no campo. Por exemplo, Chacur e Nascimento (2010) avaliaram o desempenho de diferentes ligantes com relação à resistência à fadiga. Mostraram que não houve boa correlação dos ensaios reológicos das especificações Superpave com os resultados obtidos nos ensaios de vida de fadiga determinada em misturas asfálticas. Deduziram que o parâmetro  $|G^*| \cdot \sin \delta$  não classificava adequadamente o ligante quanto à fadiga em comparação ao desempenho do mesmo determinado na mistura asfáltica.

Além desses ensaios descritos no item anterior, utilizando os mesmos equipamentos, especialmente o DSR, novos parâmetros foram propostos para melhor avaliar os ligantes asfálticos. Faxina (2006) e outros autores indicam que estudar as características viscoelásticas de ligantes asfálticos no regime viscoelástico linear é importante para avaliar o comportamento reológico desse tipo de material, visto que, nessa região, as propriedades reológicas variam pouco com

os níveis de tensão ou de deformação. Portanto, é aplicável o princípio de superposição tempo-temperatura.

Utilizando o DSR, pode-se obter a chamada curva mestre ou mestra que representa o comportamento dos ligantes asfálticos em um grande espectro de tempos (ou frequências) de carregamento e temperaturas. A análise do ligante utilizando a curva mestra proporciona elementos importantes para avaliar o efeito de envelhecimento, de modificadores, agentes rejuvenescedores e outros usos, sob diferentes temperaturas e tempos de carregamentos.

Tendo em vista o comportamento termorreologicamente simples dos ligantes asfálticos, as curvas mestras são construídas utilizando-se o princípio da superposição tempo-temperatura (t-T). A partir dos ensaios de varredura de frequência de 0,1 Hz a 40 Hz, em diversas temperaturas (10°C, 15°C, 20°C, 25°C, 30°C e 35°C), obtém-se o módulo dinâmico de cisalhamento  $|G^*|$  e ângulo de fase  $\delta$ . Vários autores brasileiros já realizaram esse ensaio para vários materiais, tais como Pamplona *et al.* (2012); Martins (2014); Rebelo *et al.* (2014); Nascimento (2015); Osmari (2016); Portugal (2016); Feitosa *et al.* (2015, 2016); Gondim *et al.* (2016); Farias *et al.* (2016); Andrade *et al.* (2017); Camargo (2018); Amoni *et al.* (2019); Nogueira *et al.* (2019); Gondim *et al.* (2019), entre outros. Recomenda-se aos interessados a leitura desses artigos e teses.

O procedimento para a composição da curva mestre varia entre os autores. Muitos utilizam a norma ASTM D 7175/15 que diz respeito ao uso do DSR, que dispõe de um modelo de cálculo, outros preferem fazer o ajuste manualmente, como no exemplo descrito em Osmari (2016). Nascimento (2015) descreve a forma que utilizou em sua pesquisa como segue:

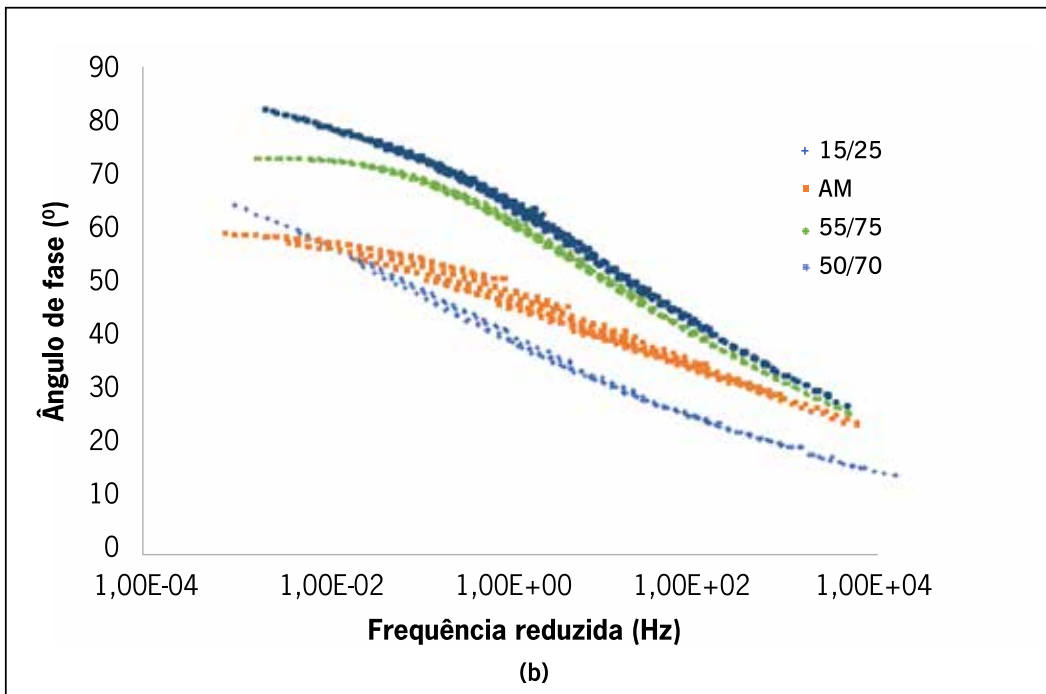
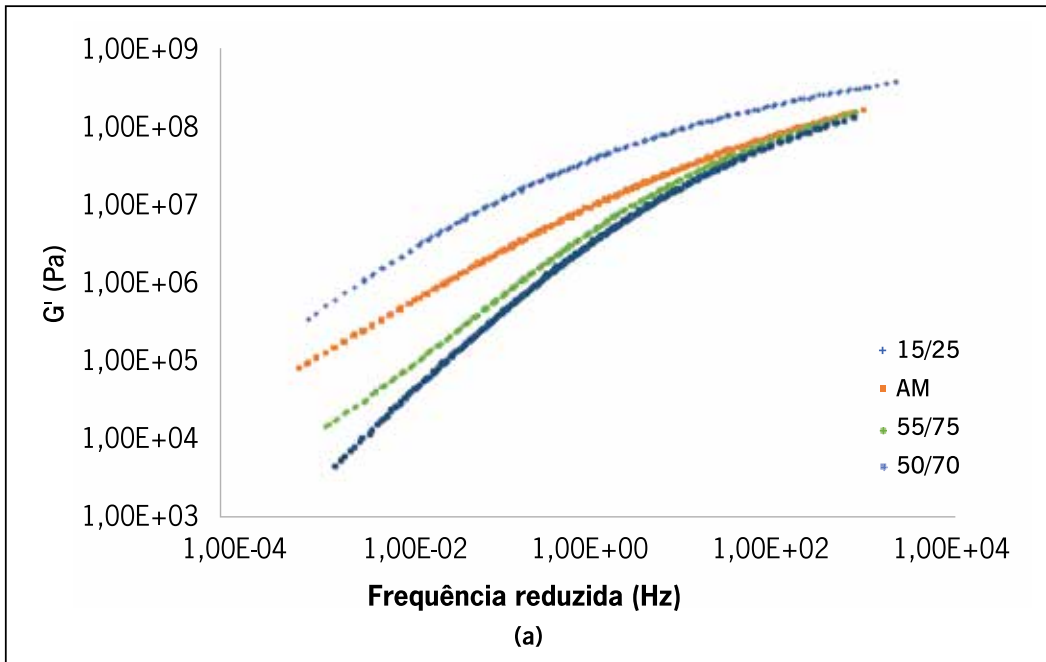
- (a) uma amostra do ligante é submetida a uma varredura de tensão nas temperaturas de 52, 64, 76, e 88°C, na frequência de 10 rad/s, empregando a geometria de 25 mm de diâmetro e distância de placa de 1 mm para determinar a tensão que solicita o ligante em cada temperatura na faixa de viscoelasticidade linear;
- (b) outra amostra é submetida à varredura de tensão a 40, 28, 16, e 4°C, 10 rad/s empregando geometria de 8 mm de diâmetro e distância entre placas de 2 mm;
- (c) uma amostra é submetida à varredura de frequência entre 1 e 100 rad/s a 52, 64, 76 e 88°C nas tensões definidas em a;
- (d) uma amostra é submetida à varredura de frequência entre 0,1 e 100 rad/s a 40, 28, 16 e 4°C nas tensões obtidas em b;
- (e) compõe-se a curva mestra na temperatura de referência de 25°C.

A figura 2.72 apresenta um resultado típico de curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico e ângulo de fase de diferentes ligantes (MARTINS, 2014). Segundo a autora, essas curvas foram construídas a partir das varreduras de frequência em seis temperaturas entre 10°C e 35°C e, utilizando o modelo WLF e o software Reology Advantage Data Analysis®, foram construídas as curvas de  $|G^*|$  e  $\delta$  em função da frequência reduzida, em escala log-log e semi-log. A partir das curvas mestras pode-se avaliar o comportamento dos materiais para uma ampla faixa de frequências e temperaturas. Baixas frequências representam altas temperaturas e baixas velocidades de carregamento, enquanto frequências altas representam baixas temperaturas e velocidades altas, e, em geral, a curva mestra engloba toda a faixa de serviço do CAP, em campo. No gráfico de  $|G^*|$  observa-se que o CAP 15/25 apresenta rigidez elevada em todo o espectro de frequência, sendo mais acentuada sua rigidez em temperaturas baixas e intermediárias, o que pode provocar menor resistência ao trincamento térmico e, também, por fadiga. O CAP AM apresenta rigidez semelhante ao CAP 15/25 em frequências mais baixas (ou



temperaturas mais elevadas) e menor rigidez nas frequências maiores (baixas temperaturas), o que é desejável no comportamento de ligantes asfálticos. O ligante modificado apresenta rigidez intermediária, situando-se acima da curva do CAP 50/70. A partir da curva mestra do ângulo de fase *versus* frequência reduzida observa-se o efeito dos polímeros nos ligantes, pela diminuição do ângulo de fase nas frequências mais baixas (altas temperaturas). Para os ligantes convencionais a curva tende a 90° e se aproxima do comportamento viscoso.

**Figura 2.72** – Curvas mestras do módulo dinâmico (a), do ângulo de fase (b) de amostras de ligante asfáltico convencional e modificado, a 19°C



Fonte: Martins, 2014.

O critério de avaliação do desempenho relativo à deformação permanente das especificações Superpave era dado por  $|G^*|/\text{sen } \delta$ , sendo  $|G^*|$  o módulo dinâmico de cisalhamento e  $\delta$  o ângulo de fase. Esse parâmetro é obtido a partir do ensaio de cisalhamento dinâmico realizado no DSR em temperaturas altas, e foi substituído pela compliância não recuperada (Jnr), obtida a partir do ensaio cíclico de MSCR. Esse ensaio auxilia na caracterização do comportamento mecânico de ligantes asfálticos e caracteriza a resistência dos ligantes asfálticos, inclusive dos modificados, ao acúmulo de deformações permanentes, também realizado no DSR. A norma DNIT ME 423/2020 especifica o procedimento de ensaio e os cálculos a serem feitos. Vários autores brasileiros já realizaram esse tipo de ensaio, como Domingos (2011, 2017); Dantas (2015); Pazos (2015); Osmari (2016); Domingos e Faxina (2016); Bastos *et al.* (2017); Fengler (2018); Macedo (2018), entre outros.

A norma desse ensaio MSCR publicada pelo DNIT ME 423/2020 define:

- fluência e recuperação: ensaio reológico onde uma amostra é submetida a um carregamento constante durante um tempo fixo, seguido de um período de repouso fixo, ou seja, sem aplicação de carregamento;

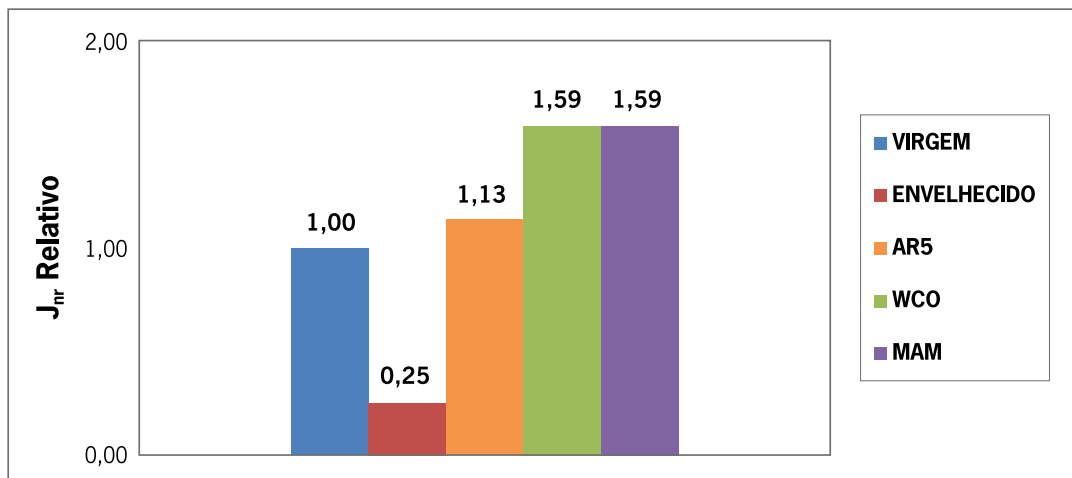
- compliância não recuperável (Jnr): valor da deformação residual ou permanente de uma amostra após um ciclo de deformação e recuperação dividido pela tensão aplicada em kPa.

O MSCR descreve a determinação do percentual de recuperação e da compliância não recuperável de ligantes asfálticos, por meio do ensaio de fluência e recuperação realizado a tensões de 100 e 3.200 Pa. Esse ensaio é executado no DSR a temperaturas específicas. Esse método é usado para identificar a presença de resposta elástica num ligante asfáltico e a mudança da resposta elástica em dois níveis de tensão. A compliância não recuperável mostrou ser um bom indicador da resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos quando sujeitos à aplicação de cargas repetidas. É aplicado um carregamento de tensão constante na amostra durante 1,00 segundo, seguido de 9,00 segundos de repouso, ou seja, sem aplicação de carregamento. São aplicados dez ciclos para a tensão de 100 Pa e dez ciclos para a tensão de 3.200 Pa, registrando-se valor da deformação não recuperável de cada ciclo. A deformação não recuperável representa a diferença entre a deformação total e a deformação elástica ou recuperável, sendo a compliância não recuperável, a relação entre a tensão e a deformação (PORTUGAL, 2016; MACEDO, 2018; CAMARGO, 2018).

A especificação AASHTO T 350/14 descreve a determinação da porcentagem de recuperação e não recuperação da fluência sob múltiplas tensões (MSCR), utilizando um DSR a uma temperatura especificada, e na amostra obtida após o ensaio RTFOT. O percentual recuperado é um meio de determinar a resposta elástica e a dependência das tensões de ligantes convencionais ou modificados. São três os parâmetros do ensaio MSCR: Jnr, % recuperada e sensibilidade às tensões. O MSCR se correlaciona com a contribuição do ligante para a deformação permanente da mistura asfáltica.

Na figura 2.73 são mostrados resultados de Jnr relativos (o valor de Jnr do ligante original comparado a outras condições) de ensaios realizados por Osmari (2016), para ligantes asfálticos virgens, envelhecidos e rejuvenescidos com AR convencional e alternativos. Nas tabelas 2.20 e 2.21 mostram-se as classificações de dois ligantes usados nessa pesquisa, com os valores de Jnr obtidos no ensaio MSCR expostos nas tabelas.

**Figura 2.73** – Resultado do ensaio MSCR de amostra de ligante virgem, envelhecido e com adição de ARs



Fonte: Osmari, 2016.

**TABELA 2.20** – CLASSIFICAÇÃO PELO MÉTODO SUPERPAVE DO CAP 50/70 USADO NA PESQUISA DE OSMARI

Propriedade	Norma AASTHO	Temperatura de ensaio °C	Critério	Medida
<b>Ligante original</b>				
Ponto de fulgor °C	T 48		> 230	> 235
<b>Viscosímetro rotacional</b>				
Viscosidade Brookfield (cP)	T 316	135	< 3.000	402
<b>DSR</b>				
G*/sen δ (kPa)	T 315	58	> 1	3,76
		64		1,83
		70		0,86
<b>Ligante envelhecido no RTFOT (AASTHO T 240)</b>				
<b>DSR</b>				
G*/sen δ (kPa)	T 315	58	> 2,2	–
		64		2,89
		70		1,3
Varição de massa %	T 240	–	< 1	
MSCR Jnr 3,2	TP 70	64	S (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	3,49
			H (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	
			V (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	
			E (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	
MSCR Jnr diff (%)			< 75	1,26
<b>Ligante envelhecido RTFOT + PAV (AASTHO R 28)</b>				
G*/sen δ (kPa)	T 315	28	< 5000	5.663
		31		3.648
		34		2.210
<b>BBR</b>				
Módulo de rigidez (MPa)	T 313	-6	S < 300	55
		-12		145
		-18		241
Coeficiente angular	T 313	-6	m > 0,300	0,451
		-12		0,349
		-18		0,209

Fonte: Osmari, 2016.

**TABELA 2.21 – CLASSIFICAÇÃO PELO MÉTODO SUPERPAVE DO CAP 30/45 USADO NA PESQUISA DE OSMARI**

Propriedade	Norma AASTHO	Temperatura de ensaio °C	Critério	Medida
<b>Ligante original</b>				
Ponto de fulgor °C	T 48		> 230	> 235
<b>Viscosímetro rotacional</b>				
Viscosidade Brookfield (cP)	T 316	135	< 3.000	550
<b>DSR</b>				
G*/sen δ (kPa)	T 315	58	> 1	3,76
		64		1,83
		70		0,68
<b>Ligante envelhecido no RTFOT (AASTHO T 240)</b>				
<b>DSR</b>				
G*/sen δ (kPa)	T 315	58	> 2,2	5,59
		64		2,43
		70		1,12
Variação de massa %	T 240	–	< 1	
MSCR Jnr 3,2	TP 70	64	S (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	3,99
			H (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	
			V (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	
			E (2,0 < Jnr 3,2 < 4,0)	
MSCR Jnr diff (%)			< 75	3,51
<b>Ligante envelhecido RTFOT + PAV (AASTHO R 28)</b>				
G*/sen δ (kPa)	T 315	28	< 5.000	5236
		31		4853
		34		2420
<b>BBR</b>				
Módulo de rigidez (MPa)	T 313	-6	S < 300	94,0
		-12		168,0
		-18		424,5
Coeficiente angular	T 313	-6	m > 0,300	0,389
		-12		0,311
		-18		0,244

Fonte: Osmari, 2016.

Macedo *et al.* (2020) avaliaram dois ligantes, um convencional (A) e um modificado por polímero (B). O ligante A foi classificado como PG 64S -22 e o B como PG 64V -22. Os ensaios realizados no AFM consistiram na identificação da morfologia, obtenção das áreas de cada fase e indentação para a determinação da compliância dos constituintes microestruturais dos ligantes. Adicionalmente, foram realizados ensaios macromecânicos em uma prensa servo-hidráulica para avaliar a relação entre os comportamentos micro e macroestruturais dos dois ligantes. As imagens de topografia geradas com o uso do AFM foram usadas para identificação da microestrutura dos ligantes na condição virgem. A partir das imagens de topografia, aplicou-se a técnica de análise digital de imagens proposta por Osmari *et al.* (2017) para identificar a proporção (fração de área) de cada constituinte: catanafase (subdividida em *bee* branca e *bee* preta), parafase e perifase. A seguir foram realizadas as nanoindentações para avaliar a compliância de cada constituinte. ensaios de compressão axial em amostras dos dois ligantes avaliados neste estudo. Para a avaliação macromecânica, foi utilizada uma prensa servo-hidráulica para verificar o comportamento mecânico global dos ligantes quando sujeitos a um carregamento monotônico de compressão, do ligante colocado dentro de um molde específico. Na tabela 2.22 estão indicados os resultados de frações de área e a compliância de cada fração e mostra-se na figura 2.74 a comparação da compliância global das duas amostras obtidas por AFM e no ensaio mecânico. A forma das curvas é exponencial, em todos os casos. Em geral,

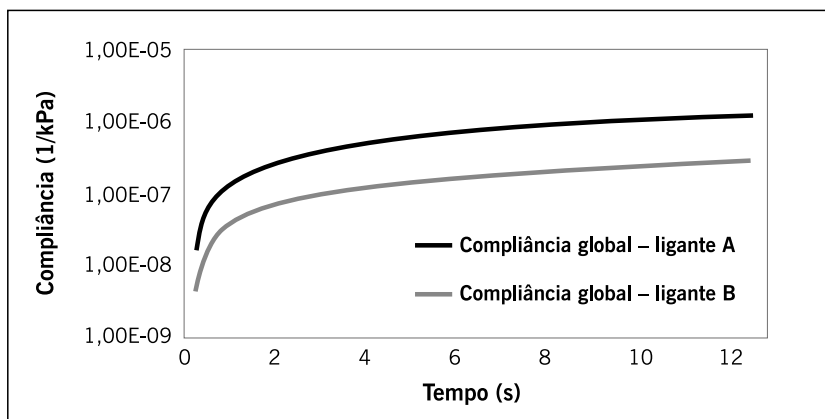
as deformações obtidas experimentalmente pela prensa foram ligeiramente maiores do que as calculadas analiticamente a partir das compliâncias homogeneizadas. Concluem que um procedimento analítico baseado na integral de convolução foi adotado e a boa correspondência entre os seus resultados e os obtidos a partir de ensaios em uma prensa servo-hidráulica indicou o potencial da modelagem analítica e ainda que as propriedades viscoelásticas lineares dos constituintes microestruturais dos ligantes foram obtidas adequadamente.

**TABELA 2.22** – FRAÇÕES DE ÁREA MÁXIMA DEFORMAÇÃO DA COMPLIÂNCIA DOS CONSTITUINTES DOS DOIS LIGANTES ENSAIADOS POR MACEDO *ET AL*

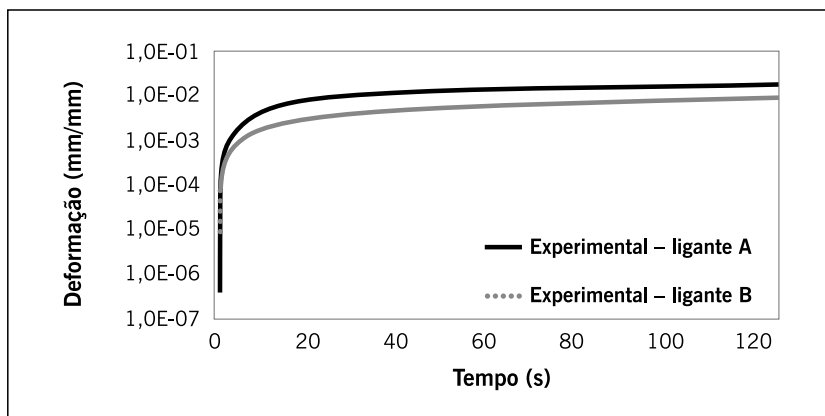
Ligante asfáltico		Catanafase		Parafase	Perifase
		Bee branca	Bee preta		
A	% área	4,72	5,86	26,70	62,72
	Máxima deformação	2,36E-03	5,42E-03	9,89E-03	1,06E-02
B	% área	2,25	2,73	30,79	64,23
	Máxima deformação	2,30E-03	1,51E-03	1,49E-03	2,42E-03

Fonte: Macedo *et al.*, 2020.

**Figura 2.74** – Compliância global de cada ligante asfáltico ensaiado por Macedo *et al.* (a) obtida por AFM e (b) por ensaio mecânico



(a) Compliâncias globais homogeneizadas dos ligantes A e B calculadas a partir das compliâncias dos seus constituintes microestruturais ponderadas pelas correspondentes frações de área



(b) Evolução de deformação para os ligantes A e B nos ensaios na prensa servo-hidráulica

Fonte: Macedo *et al.*, 2020.

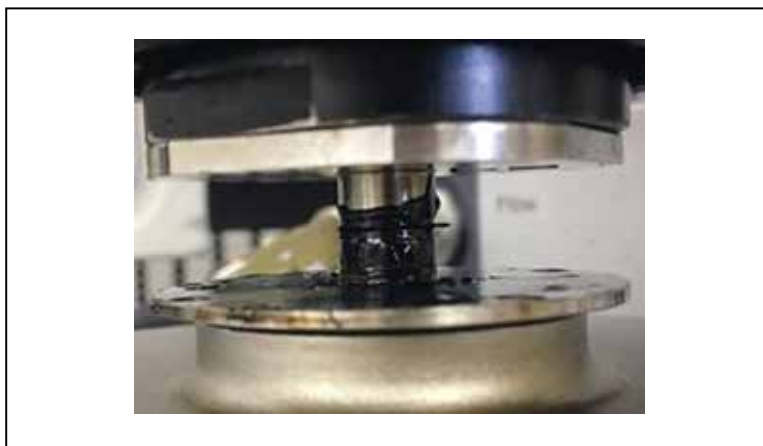
Para a previsão do comportamento à fadiga, dois ensaios têm sido mais indicados: o ensaio de varredura de tempo (*time sweep*) e a varredura linear de amplitude de deformação (LAS). A *linear amplitud sweep* (LAS) foi proposta por Johnson (2010) e também é feita no DSR. Emprega a teoria do dano contínuo viscoelástico para sua interpretação.

No Brasil o ensaio LAS foi utilizado, por exemplo, por Pamplona (2013) que avaliou o desempenho de ligantes asfálticos modificados com diferentes teores de PPA e o efeito do envelhecimento oxidativo na resistência à fadiga e Nuñez (2013) avaliou 12 ligantes asfálticos modificados por diversos polímeros e outros aditivos. Coutinho (2012) adaptou o método LAS para aplicar em misturas asfálticas finas (MAF), obtendo resultados satisfatórios quando comparados com o ensaio de varredura de tempo (cisalhamento contínuo – TS), indicando que o método adaptado para a caracterização de dano por fadiga em misturas asfálticas finas pode ser utilizado na predição da vida de fadiga.

Muitos outros pesquisadores já estão determinando esse parâmetro e uma proposta de norma foi submetida para o DNIT em 2019. A norma AASHTO está na terceira versão do ensaio LAS TP 102-18, e, em cada nova versão, a maneira de se calcular o LAS se aperfeiçoa. Martins (2014) fez extensa pesquisa sobre as origens do ensaio LAS, ensaiou nove amostras de distintos ligantes convencionais e modificados, e propôs um procedimento de ensaio e planilha de cálculo, que serviu de base para a proposição da norma DNIT correspondente, em vias de ser homologada. Na figura 2.75 mostra-se um corpo de prova fraturado ao final do ensaio LAS de uma das amostras analisadas. Nas tabelas 2.23 e 2.24 estão apresentados os resultados do ensaio LAS para essas amostras, mas pode-se ver outros resultados na dissertação, assim como ensaios de misturas asfálticas preparadas com esses ligantes e, também, avaliadas por ensaios mecânicos. Foram obtidas excelentes correlações entre resultados de resistência ao dano de ligantes e misturas, principalmente entre os respectivos fatores de fadiga, confirmando que o modelo VECD (e S-VECD) é adequado para prever o comportamento com relação à tolerância ao dano e à estimativa da vida de fadiga. A resposta dos ligantes asfálticos é sensível à variação de temperatura, e mostrou-se que quanto maior a temperatura do ensaio, maior a vida de fadiga, o que se torna uma vantagem frente ao clima tropical brasileiro, onde a temperatura intermediária, na qual normalmente ocorrem as trincas por fadiga, é mais elevada.

O ensaio LAS apresenta boa repetibilidade, sendo uma técnica adequada para ser utilizada como especificação de ligantes asfálticos.

**Figura 2.75** – Corpo de prova fraturado ao final do ensaio LAS de uma amostra



Corpo de prova fraturado ao final do ensaio LAS de uma amostra

Fonte: Martins, 2014.

**TABELA 2.23 – RESULTADOS DO ENSAIO LAS A 19°C DE ALGUNS DOS LIGANTES ENSAIADOS POR MARTINS**

Amostra	$a_f$	$C_f$	$C_0$	$C_1$	$C_2$	$D_f$
50/70	0,74	0,5255	1,000	0,035	0,666	50
55/75	0,99	0,404	1,000	0,045	0,605	71
15/25	0,46	0,801	1,000	0,030	0,757	12
AM	1,05	0,409	1,000	0,047	0,590	74

Fonte: Martins, 2014.

**TABELA 2.24 – PARÂMETROS DA CURVA DE FADIGA OBTIDAS NO LAS A 19°C DE ALGUNS DOS LIGANTES ENSAIADOS POR MARTINS**

Amostra	k	A	B	Nf (1,25%)	Nf (2,5%)	Nf (5%)
50/70	1,415	4,562E+04	-2,482	26.222	4.695	841
55/75	1,537	1,299E+05	-2,721	70.787	10.737	1.628
15/25	1,540	1,058E+05	-4,453	39.186	1.790	82
AM	1,749	9,278E+05	-3,649	410.980	32.754	2.610

Fonte: Martins, 2014.

### 2.11.3 A especificação Superpave atual e recomendações para o Brasil

Durante essas décadas de uso da especificação Superpave, muitos estudos e avaliações foram feitas e algumas alterações foram sendo incrementadas, tanto em termos de novos ensaios quanto em valores admissíveis. A mais recente configuração da especificação nos EUA está apresentada pela Norma AASTHO M 320/ 2017 (*Performance-graded asphalt binder*) e a ASTM D6373 – 16 (*Standard specification for performance graded asphalt binder*). As atuais versões da especificação pelo grau de desempenho (PG) incluem novos ensaios e se aplicam a ligantes asfálticos convencionais e modificados. Em 2018, a ASTM lançou uma nova versão da especificação, D8239/2018, que inclui o parâmetro MSCR na classificação, denominada *Performance-graded asphalt binder using the multiple stress creep and recovery (MSCR) test*.

Na ASTM D6373-16 é dito que o ligante asfáltico a que se refere essa norma provém da refinação de petróleo bruto, ou de asfalto natural e suas combinações, por métodos adequados, com ou sem a adição de modificadores. Modificadores podem ser quaisquer materiais de fabricação adequada que sejam usados em condição virgem ou reciclada e que possam ser dissolvidos, dispersos ou reagidos em ligantes asfálticos com o objetivo de melhorar seu desempenho. Devem ser homogêneos, livres de água e substâncias deletérias, e não formar espuma quando aquecidos a 175°C.

Na ASTM D8239/2018 é dito que a especificação abrange ligantes asfálticos classificados por desempenho. As designações de classificação estão relacionadas à temperatura máxima calculada pelo LTPPBind, à temperatura mínima do projeto e à carga de tráfego. Essa especificação incorpora o método de ensaio D7405 (MSCR) para determinar a compliância de fluência não recuperável, Jnr. As designações S, H, V ou E devem ser especificadas para carregamento de tráfego padrão, alto, muito alto e extremamente alto, respectivamente. O ligante asfáltico deve ser preparado pela refinação de petróleo bruto, a partir de asfalto natural ou de suas combinações, com ou sem a adição de modificadores. Modificadores podem ser quaisquer materiais de fabricação adequada que sejam usados em condições virgens ou recicladas e que

possam ser dissolvidos, dispersos ou reagidos em ligantes asfálticos com o objetivo de melhorar seu desempenho.

A ASTM D8239/2018 se alinha à AASTHO M320/2017 e 332/14 (com ensaio de MSCR), com algumas poucas diferenças listadas no texto da publicação.

A tabela 2.25 mostra parte da especificação ASTM D 8239/2018, sendo que, principalmente, os PGs com temperaturas quentes mais altas têm mais interesse para o Brasil. Aplica-se essa especificação a ligantes asfálticos refinados de petróleo, sem ou com modificadores, sendo que os modificadores podem ser qualquer material orgânico de fabricação adequada que seja usado em condições virgens ou recicladas e que seja dissolvido, disperso ou reagido no ligante asfáltico para melhorar seu desempenho.

Como comentado, a temperatura máxima do pavimento determina o PG máximo (grau de desempenho) do ligante a ser usado. Tonial e Leite (1994) consideraram as condições climáticas brasileiras pelas Normais Climatológicas e verificaram que as temperaturas máximas previstas nas diversas regiões estão limitadas a dois tipos de grau de desempenho que são o PG 64 e o PG 70. As temperaturas mínimas não são determinantes no caso do Brasil visto que os cimentos asfálticos (CAP) convencionais nacionais já têm resistência a temperaturas frias inferiores a -10°C, o que atende ao previsto pelas Normais Climatológicas.

Com a inclusão do requisito na especificação ASTM ligado à deformação permanente que leva em consideração o nível de tráfego e a velocidade do veículo, o ensaio de fluência e recuperação com tensões múltiplas (MSCR) foi escolhido para analisar o valor do parâmetro de compliância não recuperável – Jnr, relacionado ao tráfego – S médio, H pesado, V muito pesado e E extrapesado, e a velocidade (normal, lenta ou reduzida).

Em misturas densas, que são as mais empregadas no Brasil, a tecnologia de dosagem não induz à escolha do tipo de ligante a ser empregado, considerando as condições de clima, velocidade, e agressividade do tráfego. Na falta de especificações brasileiras mais adaptadas a análise dos ligantes asfálticos por critérios mais adequados, pode-se recorrer às especificações por desempenho do tipo da ASTM D 6736 ou D 8239 para ajudar a selecionar o ligante asfáltico em função das temperaturas que o pavimento vai atingir durante sua vida útil, nível de tráfego e velocidade do veículo.

Os cimentos asfálticos de petróleo CAP 50/70 e 30/45 são recomendados para as temperaturas máximas de pavimento 64 e 70°C, respectivamente. Também são indicados os ligantes modificados por polímero segundo a especificação ANP quando o volume de tráfego é mais elevado ou as temperaturas previstas são maiores do que estas.

Ceratti *et al.* (2015) apresentam sugestões dos tipos de ligantes asfálticos (convencionais ou modificados) recomendados para cada tipo de pavimentação, tipo de serviço a quente, misturas densas ou descontínuas. Essas considerações estão comentadas nos capítulos 4 e 5, a seguir.

Enquanto não se tem a especificação de ligantes por desempenho brasileira e nem todas as normas necessárias pela ABNT ou DNIT, indica-se o emprego das normas AASTHO M 320, M332, T350 e 315 ou ASTM.



**TABELA 2.25 – PARTE DE ESPECIFICAÇÃO ASTM D 8239/2018 DE CAP**

<b>Grau de desempenho (PG)</b>	<b>64-10</b>	<b>70-10</b>	<b>76-10</b>	<b>82-10</b>
<b>Ligante original</b>				
Ponto de fulgor D92, mínimo °C	230			
Viscosidade D4402/D4402M Máximo 3 Pa.s Temperatura do ensaio °C	135			
<b>Após RTFOT</b>				
Perda em massa, máximo (%)	1			
MSCR D7405 Tráfego normal (S) Jnr 3,2, máximo 4,5 kPa <sup>-1</sup> Jnr dif máximo 75% Temperatura do ensaio °C	64	70	76	82
MSCR D7405 Tráfego pesado (H) Jnr 3,2, máximo 4,5 kPa <sup>-1</sup> Jnr dif máx. 75% Temperatura do ensaio °C	64	70	76	82
MSCR D7405 Tráfego muito pesado (V) Jnr 3,2, máximo 1,0 kPa <sup>-1</sup> Jnr dif máximo 75% Temperatura do ensaio °C	64	64	76	82
MSCR D7405 Tráfego extremamente pesado (E) Jnr 3,2, máximo 0,5 kPa <sup>-1</sup> Temperatura do ensaio °C	64	64	76	82
<b>Resíduo do PAV</b>				
Temperatura do PAV	100	100 (110)	100 (110)	100 (110)
Cisalhamento dinâmico D 7175 "S" G*. sen delta máximo 5000 kPa Temperatura do ensaio a 10 rad/s, °C	31	34	37	40
Cisalhamento dinâmico D 7175 "H" "V" "E" G*. sen delta máximo 6000 kPa Temperatura do ensaio a 10 rad/s, °C	31	34	37	40
Rigidez <i>Creep</i> D 6648 S máximo 300 Valor m min 0,300 Temperatura do ensaio a 60s, °C	0	0	0	0
Tração direta D 6723 Deformação de ruptura mínimo 1% Temperatura do ensaio a 1 mm/minuto, °C	0	0	0	0

Fonte: ASTM D 8239, 2018.

Vale comentar que vários países do mundo já migraram para esses novos ensaios e para especificações por desempenho, seguindo o modelo da Superpave, fazendo as adaptações necessárias para as condições de clima e materiais de cada local, como por exemplo a Austrália (AUSTRROADS, 2016). Na Europa, Mena e Carvalho (2019) mostram que no plano de trabalho do comitê europeu de normalização, para ligantes betuminosos CEN TC-336, está em andamento uma proposta de especificação que incorpora alguns dos ensaios Superpave.

Leite e Motta (2019) apresentam uma avaliação de como a Europa, que é constituída de um aglomerado de países, com diferentes níveis tecnológicos, está tratando o desenvolvimento das especificações baseadas em desempenho, unificadas para todos, além de comentar a evolução também em outros países, como México, Nova Zelândia e África do Sul, entre outros. Na Europa, em 1995, começou o processo de criação de especificações por desempenho. Em 1999 ocorreu o International Workshop on Performance Related Properties for Bituminous Binders e foi iniciado o processo da primeira geração de especificações europeias harmonizadas, que

resultou numa família de especificações empíricas de ligantes asfálticos, denominada TC 336 para aplicações rodoviárias e industriais. Após várias etapas de discussão, embora já se tenha avançado, ainda está em andamento a diretriz da Comissão Europeia (CEN) para desenvolver especificações baseadas no desempenho dos ligantes asfálticos. Porém, os DSR e BBR usados em especificações por desempenho, foram considerados instrumentos adequados para investigações sobre ligantes.

A decisão dos europeus quanto ao estabelecimento de especificações por desempenho é conservadora para os ligantes convencionais considerados materiais muito simples e muito conhecidos pelas técnicas empíricas, e que a reologia não acrescentaria muitas informações. No caso de ligantes modificados, a reologia aporta valor para sua caracterização e, portanto, nesse tipo de produtos é aplicada especificação por desempenho. Apesar da simplicidade dos cimentos asfálticos, as novas especificações empíricas têm a obrigatoriedade de se efetuar ensaios reológicos com esses equipamentos, e os resultados reportados, de modo a se formar um banco de dados que pode gerar no futuro uma especificação por desempenho. Isto também será feito com os ligantes duros e os multigrãos. Para estes, admite-se que os novos ensaios de desempenho permitem distinguir melhor o comportamento dos diferentes ligantes utilizados no mercado. Os parâmetros reológicos a serem reportados e acumulados tanto nos cimentos asfálticos convencionais como nos ligantes modificados e seus limites não são necessariamente os mesmos já empregados nas especificações americanas, com exceção para os valores dos parâmetros MSCR e do BBR, adotados dos americanos. A implementação destas especificações será gradual e será necessário acumular dados e experiência para dispor de informação dos produtos hoje existentes e assim decidir sobre as diferentes classes de desempenho para cada característica.

Martins (2014) concluiu que o ensaio LAS, em conjunto com o ensaio MSCR para avaliação da resistência à deformação permanente, é excelente para uma proposta de especificações brasileiras por desempenho. O emprego desses dois parâmetros elimina a necessidade de estufa PAV e estufa a vácuo, presentes na especificação Superpave, bastando a estufa RTFOT já constante na especificação brasileira atual. Assim sendo, a proposta de criar as especificações brasileiras por desempenho, para CAP e CAP modificado poderia ser atendida com a inclusão de um único equipamento, o DSR, que é capaz de realizar os dois ensaios, substituindo os ensaios empíricos constantes das especificações vigentes.

### **Parâmetros reológicos atuais**

Na evolução permanente das especificações dos ligantes asfálticos de forma que reflitam melhor as características necessárias para contribuir positivamente para o sucesso da pavimentação asfáltica, vários ensaios ou novas formas de interpretar os ensaios Superpave têm sido continuamente propostos.

Um parâmetro que foi proposto por Anderson *et al.* (2011) denominado Delta Tc ( $\Delta T_c$ ) vem ganhando atenção e tornou-se foco de pesquisadores e da comunidade técnica, que procuram parâmetros de propriedades físicas dos ligantes que possam ajudar na seleção de material para os concretos asfálticos. Esse parâmetro se relaciona com a previsão dos trincamentos relacionados ao envelhecimento do ligante no campo. Mais especificamente, o  $\Delta T_c$  avalia as propriedades de relaxação do ligante que pode contribuir para minimizar as trincas não relacionadas às cargas, mas ao envelhecimento do ligante no campo.

O trincamento do pavimento que não se relaciona com a carga em geral está associado ao desenvolvimento de trincas térmicas, que se manifestam como trincas transversais ou trincas

em bloco. As trincas transversais geralmente estão associadas às temperaturas negativas que se aproximam do limite de rigidez do ligante. As trincas em bloco são associadas em geral à idade do pavimento e à perda de durabilidade do ligante. A pesquisa inicial começou com avaliação em aeroportos e visou identificar um ou mais parâmetros de laboratório que pudessem ser correlacionados com as trincas não relacionadas às cargas, por um ensaio de laboratório que pudesse identificar a perda de durabilidade com a idade da mistura asfáltica no campo. No laboratório, Anderson *et al.* (2011) iniciaram a pesquisa com três ligantes asfálticos bem distintos, virgens e envelhecidos no PAV a 100°C e 2,1 MPa de pressão aplicada por 20, 40 ou 80 horas.

Os tempos maiores visaram garantir envelhecimentos severos. Usando o ensaio de dutilidade como um critério inicial de avaliação do envelhecimento, admitindo que se correlaciona com a flexibilidade do ligante, dois parâmetros foram identificados como possíveis critérios: um determinado no DSR ( $G'/(η'/G')$ ), indicado por Glover *et al.* (2005) e um proposto que quantifica a diferença no grau contínuo de temperatura por propriedades de rigidez e relaxação, definido como  $\Delta T_c$ , que se mostrou promissor como um indicador da perda de durabilidade do ligante que pode levar ao crescimento do risco de trincamento não associado às cargas.

O  $\Delta T_c$  é definido como a diferença numérica entre a temperatura mínima do grau contínuo determinado no BBR no critério de temperatura determinada quando  $S = 300$  MPa e a temperatura mínima determinada quando  $m = 0,300$ . Para determinar o grau contínuo a baixas temperaturas usa-se a norma ASTM D7643 (*Standard practice for determining the continuous grading temperature and continuous grades for PG graded asphalt binders*), subtraindo 10°C no resultado obtido no BBR. Por exemplo, se no ensaio BBR são determinados, a duas temperaturas de ensaio, os valores -18°C: rigidez ( $S$ ) = 243 MPa e  $m = 0,309$  e -24°C: rigidez = 400 MPa e  $m = 0,256$ . Utilizando esses valores, o grau contínuo da temperatura fria corresponde a -30,5°C para o critério de rigidez ( $T_{cont}, S$ ) e para o valor  $m$  seria ( $T_{cont}, m$ ) igual a -29,0°C. Então, neste exemplo, subtraindo ( $T_{cont}, m$ ) de ( $T_{cont}, S$ ), obtém-se o  $\Delta T_c$  que será igual a  $\Delta T_c = -30,5 - (-29,0) = -1,5$ .

Este parâmetro pode ser medido para qualquer ligante asfáltico, inclusive o recuperado de campo. Quanto menor o  $\Delta T_c$  mais possibilidade de o ligante interferir no trincamento por envelhecimento.

A dutilidade é a capacidade do material ser esticado sem romper. Os filmes finos de asfalto que envolvem os agregados devem ter uma certa dutilidade para suportar as tensões do tráfego, e nas especificações tradicionais a dutilidade fornecia uma medida empírica da rigidez e relaxação do ligante, associada à previsão do trincamento. Pavimentos com ligante de baixa dutilidade tendem a ter um desempenho pior quanto ao trincamento, mesmo com a mesma rigidez. Assim, a rigidez e relaxação não mudam na mesma taxa devido ao envelhecimento do ligante e que, nesse caso, o relaxamento (dutilidade) pode ter mais efeito no trincamento. O parâmetro  $\Delta T_c$  é usado como um método simples de medir a perda de propriedade de relaxação do CAP e já começa a ser utilizado em algumas especificações, e para avaliar misturas recicladas para previsão de trincas em bloco.

A publicação do Instituto do Asfalto IS 240/2019 apresenta um extenso apanhado das publicações sobre esse parâmetro ( $\Delta T_c$ ) e deve ser consultada pelos interessados nesse tópico. Ainda não há consenso sobre sua inclusão em uma especificação, segundo este levantamento.

## 2.12 SMS E SUSTENTABILIDADE

### 2.12.1 SMS

A sigla SMS designa as avaliações quanto à saúde, meio ambiente e segurança dos trabalhadores e pessoas em geral, sujeitas às diferentes atividades humanas.

Existem inúmeras leis sobre esse aspecto na legislação brasileira, desde a NR1 – *Disposições gerais* que obriga as empresas a adotarem medidas para eliminar ou neutralizar a insalubridade e as condições inseguras no trabalho. Aconselha-se ao interessado buscar conhecer todas elas, não cabendo aqui a citação geral já que tratam de diferentes aspectos e tipos de situações. Como uma referência, Dias *et al.* (2015) apresentam uma importante discussão sobre como implantar boas práticas de SMS no segmento de asfalto no Brasil. Além das considerações dos profissionais experientes nesse segmento, apresentam a lista das principais normas regulatórias do setor.

A norma ABNT 14725 – *Produtos químicos – informações sobre segurança, saúde e meio ambiente* dispõe sobre as classificações de produtos químicos, e se divide em quatro partes, a saber: terminologia, sistema de classificação de perigo, rotulagem e FISPQ. Cada produto químico deve dispor de uma ficha de informação de segurança de produto químico (FISPQ), que é uma importante ferramenta de SMS e responsabilidade social. Conhecê-la é dever de todos que trabalham com produtos químicos e, para os materiais asfálticos, podem ser consultadas: <https://www.brasquimica.com.br/downloads/fispq>. É composta de itens de prevenção, informações sobre os componentes, medidas de primeiros socorros, de combate a incêndio, de controle de derramamento ou vazamento, formas de manuseio e armazenamento, controle de exposição e proteção individual, propriedades físico-químicas, estabilidade e reatividade, informações toxicológicas e ecológicas e sobre o transporte.

A Comissão de Asfalto do IBP tem um grupo de trabalho de SMS desde 2005, que tem como objetivo estudar e divulgar o potencial toxicológico dos asfaltos convencionais ou modificados, que são utilizados com temperaturas elevadas aumentando a exposição ocupacional e a primeira reunião foi sobre aspectos toxicológicos dos ligantes asfálticos. Tem, desde então, feito várias atuações para introdução de aspectos de SMS nas normas de ensaio que são desenvolvidas pela Comissão e organização de seminários de SMS abertos à comunidade de pavimentação ([www.ibp.org.br/casfalto/gtsms/biblioteca](http://www.ibp.org.br/casfalto/gtsms/biblioteca)). Atuam estabelecendo manuais de condutas simples, aparentemente, embora nem sempre seguidas nas obras, tais como:

- o trabalhador diariamente durante as suas atividades, para cada tarefa, deve: estar treinado; planejar antes de executar os serviços; conhecer os riscos; usar os EPIs específicos; ter atenção ao executá-las; perguntar ao encarregado/supervisor sempre que tiver dúvidas; solicitar ajuda dos companheiros sempre que achar necessário;
- o uso adequado de equipamentos de proteção individual (EPIs) e equipamentos de proteção coletiva (EPCs), como por exemplo:
- luvas de raspa, punho longo; bota de segurança pé de ferro sem cadarço; uniformes de tecido grosso, porém confortáveis, sem abertura na frente, e com faixas refletivas;
- máscaras para proteger olhos e faces; uso de protetor auricular; disponibilizar água potável para consumo dos operários durante a jornada de trabalho;
- transporte dos operários em veículo independente do caminhão que transporta a massa asfáltica, evitando a exposição destes à alta temperatura da massa asfáltica e aos hidrocarbonetos.

Um número elevado de trabalhadores está envolvido na usinagem, aplicação e compactação. Na temperatura ambiente não há risco de contaminação (e depois no uso da estrada também não), porém, na maioria de suas aplicações o asfalto precisa ser aquecido e assim os fumos são liberados ou há riscos de queimaduras.

Como outro exemplo importante de esforços para prevenir problemas de saúde em obras de pavimentação, cita-se o amplo relato de diretrizes de boas práticas para evitar a exposição do trabalhador ao material particulado resultante da fresagem de revestimentos asfálticos, com absorção por respiração de sílica, apresentado no relatório do National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH, 2015, <https://www.cdc.gov/niosh/docs/2015-105/pdfs/2015-105.pdf>). Recomendam práticas que incluem controles de ventilação e *sprays* de água para resfriar os *bits* de fresagem, como exemplo. Máquinas de fresagem que adotam essa prática de controle de poeira foram acompanhadas para controlar as exposições dos trabalhadores à sílica cristalina nas operações de fresagem durante 21 dias de amostragem de respiração dos trabalhadores em 11 diferentes canteiros de obras, concluindo que pequenos cuidados podem representar grande diminuição de problemas na saúde humana.

Nas aplicações nas ruas e estradas, pode-se observar a formação de fumos, termo usado para descrever as emissões do asfalto aquecido. Fernandes *et al.* (2009), analisando ligante asfáltico brasileiro, por dispersão de matriz em fase sólida (DMFS) e cromatografia gasosa (GC), encontraram 16 HPAs prioritários, alguns com potencial toxicológico alto. Tradicionalmente, o termo fumos de asfalto, retrata o material medido e reportado, que representa o potencial de exposição ocupacional do trabalhador. As frações gasosas e a de gotículas, se encontram em menores proporções nas emissões de asfalto. Numerosas amostragens e métodos analíticos são empregados na caracterização da exposição do ambiente de trabalho. Outro fator é o aumento da temperatura, que leva ao aumento de emissões desses compostos. Diferentes métodos, podem medir diferentes frações dos fumos, dificultando comparação entre estudos, sendo necessários cautela com as informações e um estudo epidemiológico bem conduzido para se determinar os limites da dose ocupacional para se considerar o risco carcinogênico. Os limites de exposição diferem de país para país, bem como os métodos de avaliação. Outro fator a ser considerado é a composição química do asfalto, por ser muito complexa e depender da origem do petróleo, dos processos utilizados durante o refino e mistura. É preciso considerar os asfaltos usados no Brasil (CRAVO, 2014).

O benzo(a)pireno é um dos HPAs que se destaca na toxicologia humana. As vias de penetração do benzopireno no organismo são duas: por inalação e pela epiderme. Quando os trabalhadores estão aplicando o asfalto quente, não apenas inalam esse agente químico, mas também são atingidos na pele do corpo. E o benzo(a)pireno é um agente químico que tem potencial para desenvolver o câncer de pele. Assim, os trabalhadores que atuam na pavimentação não devem trabalhar de camiseta e bermuda.

Nas figuras 2.76, 2.77 e 2.78 mostram-se algumas obras de pavimentação com os fumos do asfalto, e formas de avaliação das condições de emissão de poluentes durante uma obra de aplicação de um concreto asfáltico, mistura usinada e aplicada a temperaturas em torno de 140°C, tipicamente ou um pouco maior para asfalto-borracha, por exemplo. Também é mostrada a diferença de fumos quando se aplica a mistura morna, que, por permitir a compactação em temperaturas muito menores (próxima de 100°C), diminui muito as emissões de gases, vapores e fumos do asfalto. Em termos de melhoria das condições de trabalho e saúde, medições mostram reduções da ordem de 30 a 70% nos fumos para temperaturas de 20°C a 40°C nas misturas mornas abaixo das misturas convencionais. Isso reduz a exposição do trabalhador

aos fumos, tornando o ambiente de trabalho mais confortável, além da redução do consumo de combustível da usina.

O monitoramento em campo de inalação de fumos por um trabalhador em uma aplicação de concreto asfáltico foi pioneiramente medido em obras realizadas na Cidade Universitária da UFRJ em 2009, numa iniciativa do Cenpes/Petrobras. Esses resultados estão publicados em Cravo *et al.* (2011), e na figura 2.79 são mostrados alguns dos resultados obtidos.

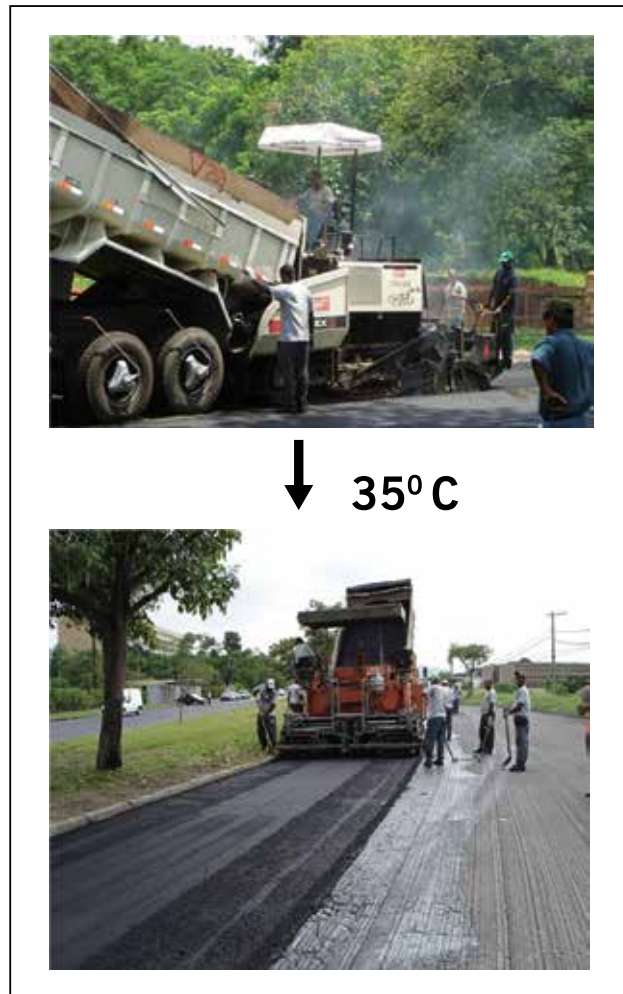
Na produção de uma mistura asfáltica existem emissões de partículas finas durante a transferência e manuseio dos agregados que podem penetrar nos pulmões atingindo os alvéolos e emissões de fumos do asfalto durante a usinagem e compactação, entre outras fontes de potenciais riscos para os humanos e para o meio ambiente.

**Figura 2.76** – Condição ambiente de uma aplicação de mistura asfáltica quente e morna



Fonte: Rosângela Motta, 2011; Margareth Cravo, 2014.

**Figura 2.77** – Diferença de emissões entre a aplicação de uma mistura asfáltica a quente e uma mistura morna



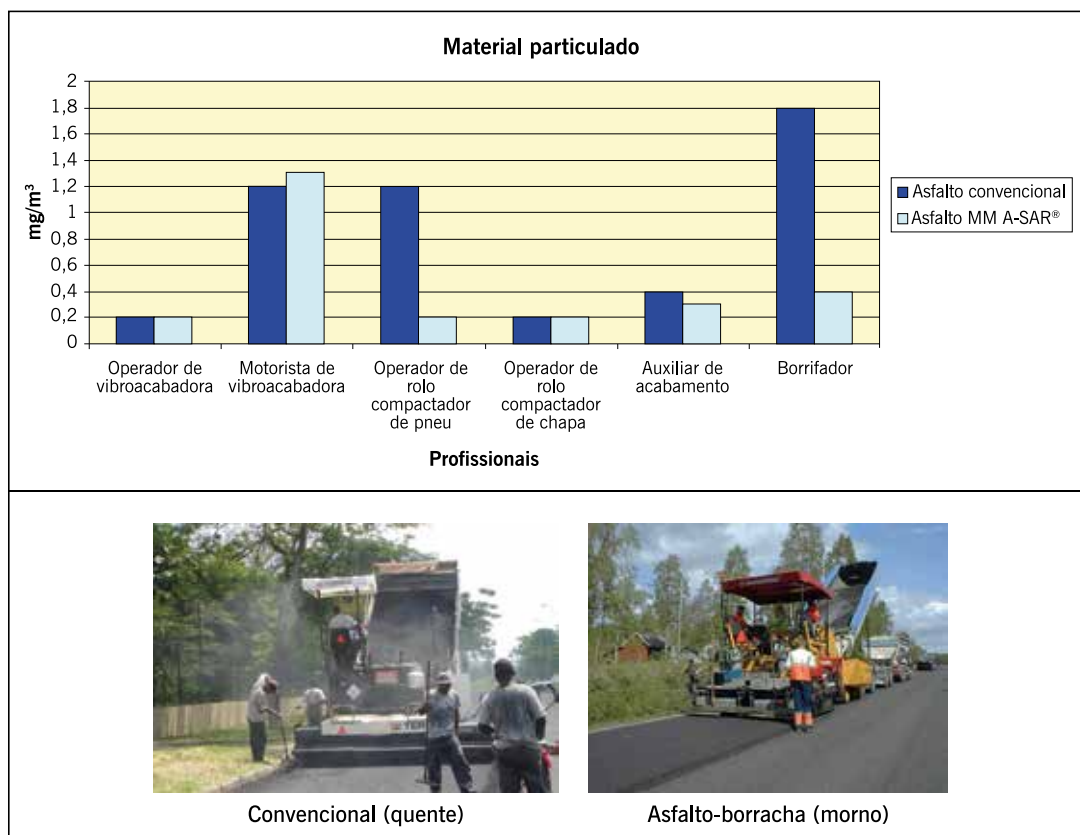
Fonte: Cravo, 2014.

**Figura 2.78** – Monitoramento ocupacional das emissões durante a aplicação de mistura asfáltica quente



Fonte: Cravo, 2014.

**Figura 2.79** – Resultados das medições de emissões absorvidas por trabalhadores em uma obra de pavimentação



Fonte: Cravo, 2014.

Muito já se tem melhorado, porém ainda há muito o que fazer para que todas as empresas adotem uma política de SMS eficaz, considerando o conjunto de medidas e ações praticadas para incentivar a melhoria das condições de trabalho e da saúde do trabalhador reduzindo acidentes e protegendo o meio ambiente. Sensibilizar a cadeia produtiva de asfalto sobre a “cultura” de SMS é valorizar a vida humana e a qualidade de vida para os trabalhadores, além de ganhos ambientais.

Em relação aos ligantes asfálticos, em termos de saúde, em 2013, a Agência Internacional de Pesquisa sobre o Câncer (IARC) publicou uma monografia intitulada *Betumes e emissões de betume e alguns hidrocarbonetos aromáticos policíclicos n- e s-heterocíclicos* (IARC, 2013). O relatório trata de diversos compostos químicos, tanto alifáticos como policíclicos, frequentemente encontrados nos fumos de asfalto e reporta como inconclusiva a carcinogenicidade em seres humanos por insuficiência de dados. Para o estudo conduzido em animais existem evidências suficientes para uma potencial carcinogenicidade para alguns compostos policíclicos e evidências limitadas ou insuficientes para a classificação como carcinogênicos de outros compostos. O relatório pode ser acessado em sua íntegra no *site* da IARC.

Quanto ao meio ambiente, muitos estudos estão disponíveis sobre o impacto ambiental e as pegadas de carbono de derivados de petróleo, incluindo o asfalto. Um relatório de inventário de ciclo de vida para o asfalto foi produzido pela Eurobitume (2015). Esse relatório foi compilado por especialistas de acordo com as normas internacionais e fornece detalhes sobre emissões e uso de recursos para a produção do asfalto em uma refinaria europeia típica. Muitos outros estudos estão disponíveis ao público sobre o ciclo de vida e a pegada de carbono do asfalto.



O *Manual da Shell* (2015) tem um capítulo dedicado a esses aspectos (*Handling, health, safety and environmental aspects of bitumen*) e deve ser consultado para mais informações.

Na página do Eurobitume estão disponíveis várias fichas de informações em português, e cuidados a serem tomados no manuseio e trato com os ligantes asfálticos, como por exemplo eurobitume/EB\_Burns\_Cards\_\_Portuguese\_.pdf. Outros folhetos são eurobitume/EB\_H2S\_Card\_\_Portuguese\_.pdf (*Guia para emissões H2S*), eurobitume/EB\_Safe\_Delivery\_Guide\_Portuguese.pdf (*Guia para segurança no descarregamento*) e eurobitume/EB\_Safe\_Handling\_Card\_PT.pdf (*Guia para o betume e a segurança*), EB\_Specific\_Annex\_ADR\_2013\_\_Portuguese\_.pdf; ficha sobre os cuidados no transporte dos materiais asfálticos, entre outros.

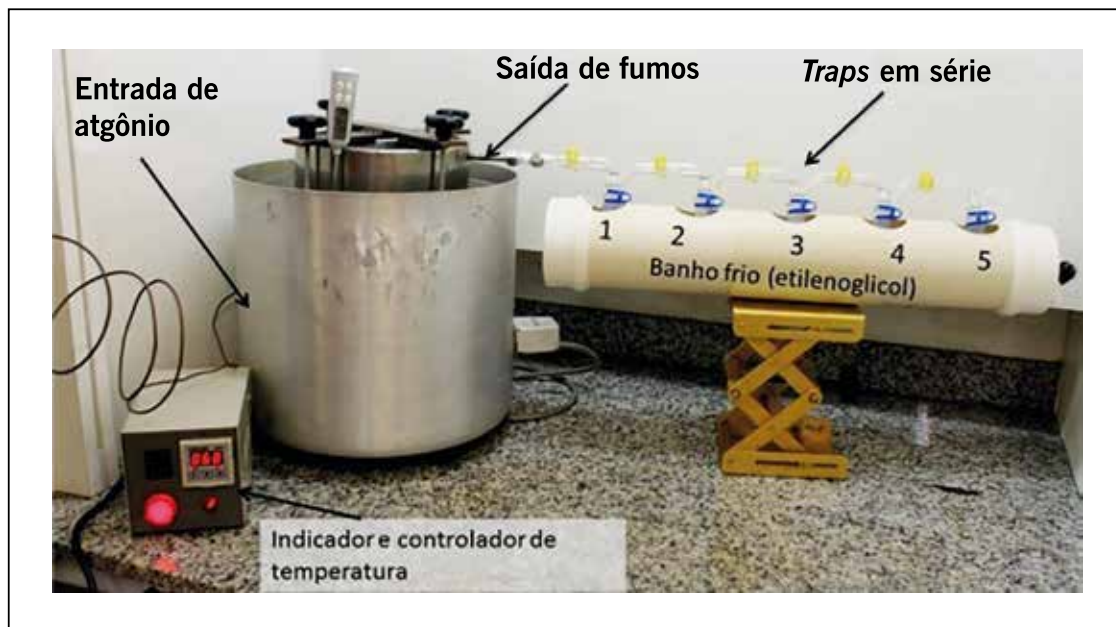
As emissões de gases do efeito estufa (GEEs) são, em geral, um parâmetro utilizado para avaliar a sustentabilidade ambiental. O transporte rodoviário é um dos grandes contribuidores para a geração desses tipos de gases.

Nos cimentos asfálticos, as emissões são principalmente de hidrocarbonetos. Durante as obras, os operários estão sujeitos a emissões de gases e vapores, e material particulado, sendo que todas essas formas consideradas prejudiciais à saúde dos trabalhadores envolvidos nas obras de pavimentação. No asfalto diluído ainda tem a contribuição do diluente, e considera-se que a evaporação deste em asfalto diluído de cura média (CM) ocorre aproximadamente 20% do solvente no primeiro dia após a aplicação; 50% do solvente durante a primeira semana e 70% do solvente depois de 3 a 4 meses após a aplicação (EUROBITUME, 2019). O querosene pode afetar a saúde humana com irritação da mucosas e vias respiratórias, pele e sistema nervoso central.

Godói (2011) avaliou em laboratório o comportamento de ADP CM30 e emulsões, para uso em imprimação, com relação à emissão atmosférica de compostos orgânicos voláteis (VOCs). Observou pela espectrometria de massa a presença de hidrocarbonetos saturados com até 17 carbonos e hidrocarbonetos aromáticos na amostra de CM-30, que estão presentes no querosene.

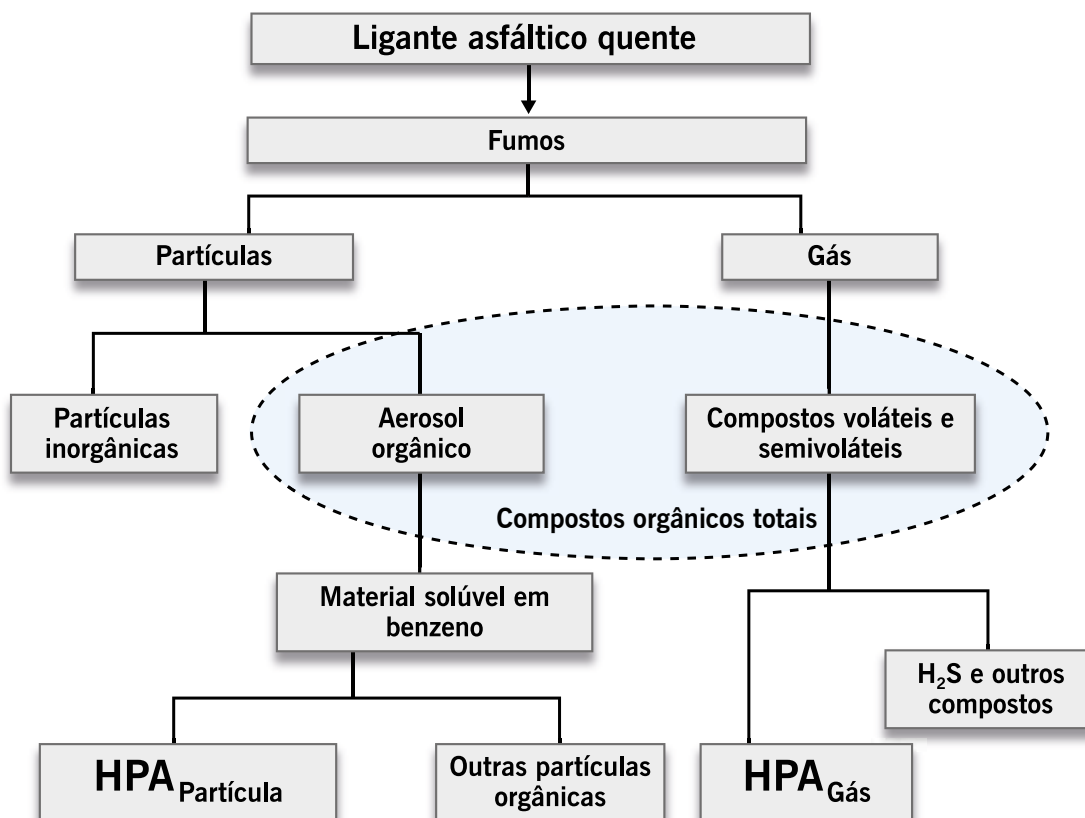
Cravo *et al.* (2010) desenvolveram um equipamento para geração e coleta de fumos, do tipo forno, e na chaminé de exaustão foi colocado um compartimento para fixação de coletores para os fumos. A amostra de asfalto é disposta em uma bandeja de alumínio, dentro do forno, mantida na temperatura desejada para observar a liberação dos fumos. O equipamento foi utilizado para analisar oito ligantes asfálticos produzidos em diferentes refinarias. Anos mais tarde, esse dispositivo foi melhorado e em Ferraz (2015) é mostrado um equipamento para laboratório para gerar e coletar fumos produzidos pelo aquecimento de amostras de CAP, que foi denominado dispositivo de extração e coleta (DEC), que tem como principais diferenças a presença de um sistema fechado com uma atmosfera não oxidante, a disposição da amostra ao longo do ensaio e a forma de coleta do material emitido, conforme mostrado na figura 2.80. Os fumos coletados são analisados para obter teores de HPA, que têm potencial cancerígeno. Nas análises feitas, foram encontrados 14 dos 16 HPAs considerados prioritários pela Agência de Proteção Ambiental (Environmental Protection Agency – EPA). Na figura 2.81 está indicado um fluxograma dos componentes dos fumos dos asfaltos quando aquecidos. Fumos emitidos por ligantes asfálticos aquecidos são compostos por gotículas de aerossol e gases, podendo conter agentes irritantes e pequenas quantidades de compostos aromáticos policíclicos, e, entre estes compostos uma parte é de HPA.

Figura 2.80 – Dispositivo de extração e coleta de fumos de asfalto



Fonte: Ferraz, 2015.

Figura 2.81 – Composição dos fumos dos cimentos asfálticos aquecidos



Fonte: Ferraz, 2015.

Possebon *et al.* (2019) estudaram a emissão de HPAs de diferentes asfaltos comercializados no Brasil (convencional, modificados por polímero ou borracha e asfalto natural). Os asfaltos,

quando aquecidos, liberam voláteis e partículas sólidas transportadas por gases (emissões). Nessa fumaça, existem substâncias orgânicas (HPAs), algumas das quais podem ser cancerígenas. Assim, a fumaça emitida durante o aquecimento do cimento asfáltico é prejudicial à saúde e deve ser considerada tanto do ponto de vista da sustentabilidade ambiental quanto do da saúde do trabalhador. Os estudos foram feitos juntamente com outros em que o asfalto e a emissão de alguns HPAs foram correlacionados, medidos por um aparelho experimental que gera e coleta a fumaça do betume, denominado de DEC, e os ensaios foram feitos em laboratório. Os vapores foram coletados no DEC e analisados pela espectrometria de cromatografia e espectrometria para quantificar a quantidade de HPAs emitidos. Verificaram 12 tipos de asfalto com diferentes comportamentos na pavimentação, na perspectiva dos diferentes impactos ao meio ambiente e à saúde humana. Na figura 2.82 mostra-se uma medida dos níveis de temperatura que uma mistura asfáltica sendo aplicada na pista atinge. Concluíram que, à temperatura de mistura de cada ligante, as emissões de HPAs foram maiores do que nas temperaturas mais baixas, e nessa temperatura a maioria das espécies de HPAs foi extraída. Um CAP 30/45 tem temperaturas (mistura e aplicação) menores do que o asfalto-borracha, mas as emissões foram consideravelmente mais altas nesse CAP convencional. Para cada asfalto, quanto maior a temperatura maiores as emissões. Outra conclusão foi que os asfaltos modificados, em geral, não apresentaram emissões maiores do que o asfalto convencional, embora com temperaturas mais altas de mistura e compactação.

**Figura 2.82** – Níveis de temperatura de um concreto asfáltico ao ser compactado na pista



Fonte: Possebon *et al.*, 2019.

### 2.12.2 Sustentabilidade

Uma definição clássica de sustentabilidade é: “Desenvolvimento sustentável é o desenvolvimento que atende necessidades do presente sem comprometer a capacidade das gerações futuras de atender às próprias necessidades”.

A sustentabilidade é uma qualidade que reflete o equilíbrio de três componentes principais: impactos econômicos, ambientais e sociais.

Sustentabilidade é um termo usado atualmente para um conceito antigo que expressa o desejo humano de alcançar saúde e felicidade no contexto de um planeta saudável a longo prazo. Embora existam diretrizes de sustentabilidade para a construção como prática geral, há pouco para a subdisciplina de construção de rodovias, uma indústria que movimenta bilhões em recursos financeiros (NCHRP, 2019).

A publicação NAPA (2019), *Sustainable asphalt pavements a practical guide*, faz uma compilação de quatro relatórios anteriores, e traz importantes considerações sobre cada material e cada parte de uma obra de pavimentação, inclusive no projeto de dimensionamento. Trata de vários tipos de ligantes asfálticos e como o uso de polímeros ou borracha de pneu podem ser considerados como critérios de sustentabilidade, sendo muito rico em informações de cada item. Reciclar, reduzir emissões e proteger a saúde dos trabalhadores são três exemplos de como a indústria da pavimentação asfáltica coloca em prática os princípios da sustentabilidade, cada vez mais, a cada dia. São ações que trazem benefícios econômicos, sociais e ambientais e precisam ser praticados no dia a dia, com vistas à sustentabilidade do setor.

Todas as partes envolvidas na comunidade de pavimentação – órgãos públicos, concessionárias, agências reguladoras, projetistas, construtores, fornecedores de materiais, fabricantes de equipamentos – devem compreender a necessidade de adotar práticas mais sustentáveis em todos os aspectos de suas atividades. Continuamente tem-se mais informações e orientações técnicas para ajudar a melhorar as práticas de pavimentação. É cada vez mais importante incorporar a sustentabilidade na pavimentação, considerando que é uma infraestrutura que tem grande consumo de materiais naturais e industrializados e até o próprio uso pelos veículos é grande gerador de poluentes. Projetar, construir e manter estruturas de pavimentação de maneira mais sustentável é uma atitude necessária no século XXI. Os conceitos de sustentabilidade de pavimentos devem estar presentes no dia a dia da pavimentação asfáltica levando em conta: materiais sustentáveis, projeto de pavimentos sustentáveis, práticas sustentáveis de construção de pavimentos, práticas sustentáveis de manutenção e preservação.

Sustentável no contexto de pavimentos, refere-se às características do sistema que abrangem a capacidade de um pavimento alcançar os objetivos de engenharia para os quais foi construído, preservar e restaurar, usar recursos financeiros, humanos e ambientais de forma econômica, e, atender às necessidades humanas básicas, como saúde, segurança, equidade, emprego, conforto e felicidade (FHWA, 2015).

A cada dia, várias atitudes e práticas são incorporadas ao pavimento, no sentido de torná-lo mais otimizado e contribuindo para diminuir o consumo de novos materiais pelo aumento da reciclagem, incorporação de resíduos diversos, equipamentos mais eficientes, uso de asfalto morno etc., já são atitudes “sustentáveis”. A consideração dos impactos dos materiais no ciclo de vida é importante: escolha e aquisição, processamento e construção, e a durabilidade são aspectos importantes. Considerar a tomada de decisão sobre a seleção dos materiais, uso de materiais reciclados, aspectos construtivos, custo do transporte, efeito de especificações inadequadas ou antigas, são aspectos de sustentabilidade a serem considerados para melhoria do balanço das ações na pavimentação.

O *Relatório de pesquisa* 916 do NCHRP agrupa um grande conjunto de informações sobre sustentabilidade no contexto da construção de rodovias e de como avaliar qualquer prática de construção em relação ao seu potencial de sustentabilidade. As práticas de construção sustentável são organizadas tematicamente, para que os usuários possam identificar prontamente práticas específicas relacionadas a vários componentes da sustentabilidade. O guia também inclui informações sobre os esforços necessários para implementar as práticas em comparação com seus impactos na sustentabilidade, levando em conta as tecnologias atualmente disponíveis. O guia indica como implementar e promover a sustentabilidade nas compras e contratações e como desenvolver um plano de gerenciamento de sustentabilidade para a fase de construção (NCHRP, 2019).

A construção sustentável de rodovias é uma contribuição para uma sociedade sustentável. Em geral, todos os sistemas sociais e ambientais interagem com outros sistemas. Por exemplo,

a construção de rodovias interage com a água doce dos rios e depósitos, o ecossistema local, as empresas vizinhas, os usuários das rodovias, os recursos naturais, a economia local e muito mais. Tem alto consumo de energia na construção, manutenção, restauração e reciclagem. E visto que o consumo de energia também gera gases do efeito estufa, a emissão durante a construção também gera esses gases. A produção dos materiais e dos equipamentos e a poeira fugitiva pode impactar a qualidade do ar local. O uso de material não renovável e a geração de engarrafamentos são outros pontos a serem considerados. Em uma sociedade sustentável, os sistemas interagem harmoniosamente entre si: são interdependentes e trabalham em benefício um do outro. Por exemplo, a construção sustentável de rodovias deve contribuir para um melhor sistema de transporte, ambiente melhor, sociedade e planeta saudáveis.

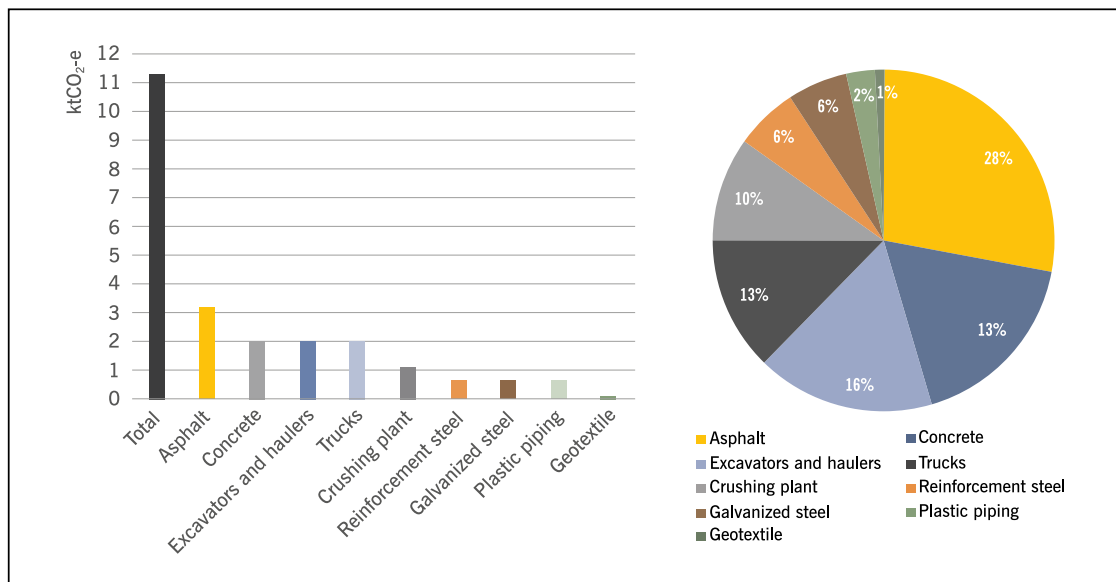
Na tabela 2.26 estão indicados os fatores que compõem a estrutura de análise da sustentabilidade na construção de pavimentos nas suas várias dimensões: humana, ambiental e econômica. Os materiais impactam mais intensamente na parte ambiental e econômica. Cada um desses fatores é discutido nos capítulos do *Guia NCHRP* (2019).

Estimativas recentes indicam que o setor de construção responde por aproximadamente um quarto da produção mundial de emissões de CO<sub>2</sub>. Karlsson *et al.* (2020) avaliaram o potencial de redução do impacto ambiental da construção de estradas, baseados em uma avaliação participativa integrada envolvendo os principais interessados na cadeia de suprimentos. Os resultados indicam que é tecnicamente possível reduzir pela metade as emissões de CO<sub>2</sub> durante a construção de estradas com as melhores soluções disponíveis atualmente, considerando práticas e tecnologias, para reduzir mais de três quartos das emissões até 2030 e alcançar quase zero em 2045. Compilaram mais de 100 referências sobre o tema. Analisam também pavimentos de concreto, indicam a produção de biocombustíveis de segunda geração, otimização do uso de materiais e requisitos de manuseio, maior reciclagem de asfalto e agregados e uso aprimorado de materiais alternativos, entre outras soluções. Analisam diferentes cenários. Medidas políticas e estratégicas devem ser alinhadas com um foco claro na cadeia de suprimentos. A figura 2.83 indica a proporção de vários elementos da construção de uma estrada que contribuem para a geração de emissões.

A pavimentação é uma infraestrutura muito importante para todas as pessoas e a sociedade em geral. Estradas pavimentadas levam o desenvolvimento para regiões antes isoladas. O deslocamento de pessoas e bens permite que a população tenha acesso a recursos como atendimento médico, escolas, atividades econômicas etc.

A variedade das opções de misturas asfálticas oferece a solução correta para todos os tipos de vias de tráfego e condições climáticas, maximizando segurança para todos os usuários. Os revestimentos asfálticos devem ser dimensionados, dosados, fabricados e construídos de forma a serem mais duráveis, proporcionar maior aderência pneu pavimento, aumentando o atrito, planejadas para redução de *spray* na pista molhada e diminuir a aquaplanagem, e muitos outros pontos. A mistura asfáltica é 100% reciclável, o que é uma vantagem quando se pensa em sustentabilidade. Sustentabilidade e impacto ambiental são fatores importantes no planejamento de construção e reparo de rodovias. Opção de produtos com menores temperaturas de usinagem e aplicação, redução de emissões, diminuir o consumo energético inerte à temperatura ambiente, incorporação de diversos resíduos etc. são possibilidades reais no conhecimento atual dos ligantes asfálticos.

**Figura 2.83** – Estimativa de emissões de CO<sub>2</sub> por categoria, durante a construção de uma rodovia específica antes de qualquer medida para reduzir as emissões



Fonte: Karlsson et al., 2020.

**TABELA 2.26** – FATORES DE ANÁLISE DA SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS

Dimensão	Categoria	Explicação
Bem-estar humano	Trabalhadores	Todos aqueles que trabalham no processo de construção de rodovias
	Vizinhos e partes interessadas	As pessoas próximas e com interesse no projeto
	Usuários	Usuários da rodovia durante e após a construção
Bem-estar ambiental	Poluição	Poluição da água/ar e resíduos associados à construção de rodovias
	Ecosistema e <i>habitat</i> local	Ecosistemas e <i>habitat</i> próximos ou relacionados, afetados pela construção de rodovias
	Consumo	Consumo de recursos e materiais associados à construção de rodovias
	Clima	Impactos climáticos no clima atribuível à construção de rodovias
Bem-estar econômico	Orçamento do projeto	Custos e benefícios, de curto e longo prazo, diretamente associados à construção de rodovias
	Manutenção e operações	Processos de acompanhamento afetados pela construção de rodovias
	Desenvolvimento econômico/emprego	Impactos econômicos ou de emprego associados à construção de rodovias

Fonte: NCHRP, 2019.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as valiosas contribuições e revisões feitas por Leni Figueiredo Mathias Leite e Sandra de Aguiar Soares.

## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. M 320-17. *Standard specification for performance-graded asphalt binder*. 2017.
- AASHTO M 3324-14. *Performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test*. 2014.
- ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. Solução para pavimentar sua cidade. Rio de Janeiro: Abeda, 2001.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. P-MB 43: *método de ensaio para destilação de asfalto diluído*. Rio de Janeiro, 1965.
- \_\_\_\_\_. P-MB 326: *determinação da viscosidade Saybolt de produtos de petróleo*. Rio de Janeiro, 1965.
- \_\_\_\_\_. P-MB 425: *método de ensaio para determinar o efeito do calor e do ar sobre materiais asfálticos (método da película delgada)*. Rio de Janeiro, 1970.
- \_\_\_\_\_. P-MB 581: *viscosidade Saybolt-Furol de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.
- \_\_\_\_\_. P-MB 586: *determinação do resíduo de destilação de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.
- \_\_\_\_\_. P-MB 590: *determinação da desemulsibilidade de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.
- \_\_\_\_\_. P-MB 609: *determinação da peneiração de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.
- \_\_\_\_\_. P-MB 826: *determinação da viscosidade cinemática de asfaltos*. Rio de Janeiro, 1973.
- \_\_\_\_\_. NBR 13121: *asfalto elastomérico para impermeabilização*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. NBR 6576: *materiais betuminosos: determinação da penetração*. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. NBR 9619: *produtos de petróleo: determinação das propriedades de destilação*. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. NBR 6299: *determinação do pH de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. NBR 14249: *emulsões asfálticas catiônicas: determinação expedita da resistência à água (adesividade) sobre agregados graúdos*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. NBR 14376: *emulsões asfálticas: determinação do resíduo asfáltico por evaporação: método expedito*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. NBR 14393: *emulsões asfálticas: determinação da peneiração*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. NBR 6302: *emulsões asfálticas: determinação da ruptura: método de mistura com fíler silícico*. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_. NBR 6560: *materiais betuminosos: determinação do ponto de amolecimento: método do anel e bola*. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_. NBR 6567: *emulsões asfálticas: determinação da carga da partícula*. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_. NBR 6569: *emulsões asfálticas catiônicas: determinação da desemulsibilidade*. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_. NBR 6570: *emulsões asfálticas: determinação de sedimentação*. Rio de Janeiro, 2000.

- \_\_\_\_\_. NBR 14491: *emulsões asfálticas*: determinação da viscosidade Saybolt-Furol. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_. NBR 14594: *emulsões asfálticas catiônicas*: especificação. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_. NBR 5847: *materiais asfálticos*: determinação da viscosidade absoluta. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 6293: *materiais betuminosos*: determinação da ductilidade. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 6300: *emulsões asfálticas catiônicas*: determinação da resistência à água (adesividade). Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 14736: *materiais asfálticos*: determinação do efeito do calor e do ar: método da película delgada. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 14756: *materiais betuminosos*: determinação da viscosidade cinemática. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 14855: *materiais betuminosos*: determinação da solubilidade em tricloroetileno. Rio de Janeiro, 2002.
- \_\_\_\_\_. NBR 14856: *asfaltos diluídos*: ensaio de destilação. Rio de Janeiro, 2002.
- \_\_\_\_\_. NBR 6297: *emulsão asfáltica de ruptura lenta*: determinação da ruptura: método da mistura com cimento. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR 14950: *materiais betuminosos*: determinação da viscosidade Saybolt-Furol. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR 5765: *asfalto diluído*: determinação do ponto de fulgor: vaso aberto tag. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 6296: *produtos betuminosos semissólidos*: determinação da massa específica e da densidade relativa. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 11341: *derivados de petróleo*: determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 14896: *emulsões asfálticas modificadas com polímero*: determinação do resíduo seco por evaporação. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 15166: *asfalto modificado*: ensaio de separação de fase. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 15184: *materiais betuminosos*: determinação da viscosidade em temperatura elevada usando um viscosímetro rotacional. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 6568: *emulsões asfálticas*: determinação do resíduo de destilação. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. NBR 15235: *materiais asfálticos*: determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. NBR 6576: *materiais asfálticos – determinação da penetração*. Rio de Janeiro, 2007.
- \_\_\_\_\_. NBR 6560: *materiais betuminosos – determinação do ponto de amolecimento – método do anel e bola*. Rio de Janeiro, 2008.
- \_\_\_\_\_. NBR 15184: *materiais betuminosos – determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 16018: *misturas asfálticas – determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida*. Rio de Janeiro, 2011.



- \_\_\_\_\_. NBR 15619: *misturas asfálticas – determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas*. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_. NBR 15087: *misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_. NBR 6296: *Produtos betuminosos semissólidos – determinação da massa específica e densidade relativa*. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_. NBR 15573: *Misturas asfálticas – determinação da densidade aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados*. Rio de Janeiro, 2012.
- AGUIAR, A. B. S. et al. *Uso de aditivos de fontes naturais no desempenho do ligante asfáltico*. In: 18. RPU – Reunião de Pavimentação Urbana, 2012, São Luís, MA.
- ALENCAR, A. E. V. *Avaliação do uso de polímero EVA, resíduo da indústria de calçados (EVAR) e aditivos no desempenho reológico de ligante asfáltico de petróleo*. 2009. 163 f. Dissertação (Mestrado em Química Inorgânica) – Centro de Ciências, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.
- ALENCAR, A. E. V. et al. *Thermo-rheological behavior of bitumens modified with virgin and waste EVA*. In: XII International Macromolecular Colloquium and 7th International Symposium on Natural Polymers and Composites. 2010, Gramado, RS.
- \_\_\_\_\_. *Estudo comparativo sobre o efeito do envelhecimento nas propriedades de ligantes asfálticos modificados por EVA, Elvaloy e SBS*. In: 20. Encontro de Asfalto – Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis, 2010. v. único.
- ALMEIDA JR. P. O. B. *Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem*. Dissertação. UFSM. 2016.
- AMARAL, S. D. C. *Estudos de misturas asfálticas densas com agregados do estado do Pará, utilizando asfalto convencional (CAP-40) e asfalto modificado com polímero SBS (Betuflex B 65/60)*. Dissertação. USP/São Carlos. 2000.
- AMONI, B. C. *Desenvolvimento de um método de síntese de zeólita utilizando cinzas volantes de carvão: avaliação do uso como aditivo de mistura asfáltica morna*. 2019. Tese. Universidade Federal do Ceará, 2019.
- \_\_\_\_\_. et al. *A method for NaA zeolite synthesis from coal fly ash and its application in warm mix asphalt*. *Road Materials and Pavement Design*, 1-10, 2019. doi:10.1080/14680629.2019.1633766.
- ANDERSON, R. M. et al. *Evaluation of the relationship between asphalt binder properties and non-load related cracking*. *Journal Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 80, 2011.
- \_\_\_\_\_. *Delta Tc: concept and use*. Past, Present, and Future of Asphalt Binder Rheological Parameters, Transportation Research Board, Synopsis of 2017 Technical Session 307 at the 96. Annual Meeting of the Transportation Research Board, E-C241, Transportation Research Board, January 2019.
- ANDRADE, J. R. M. *Líquido da castanha de caju (LCC) e seus derivados como agentes modificadores de ligante asfáltico*. 2017. Tese (Doutorado em Química) – Universidade Federal do Ceará, 2017.
- \_\_\_\_\_. et al. *The effect of cardanol-formaldehyde resin in the rheological properties of the asphalt binder*. *International Journal of Civil & Environmental Engineering*, v. 17, p. 1, 2017.

ANP – AGÊNCIA NACIONAL DE PETRÓLEO, GÁS E BIOCOMBUSTÍVEIS. Resolução ANP n. 2/2005 – Estabelece os requisitos necessários à autorização para o exercício da atividade de distribuição de asfaltos e a sua regulamentação.

\_\_\_\_\_. Resolução ANP n. 3/2005 – Estabelece os requisitos necessários à autorização para o exercício da atividade de importação de asfaltos e sua regulamentação.

\_\_\_\_\_. Resolução ANP n. 19/2005 – Estabelece as especificações dos cimentos asfálticos de petróleo (CAP), comercializados pelos diversos agentes econômicos em todo o território nacional.

\_\_\_\_\_. Resolução ANP n. 30/2007 – Estabelece as especificações dos asfaltos diluídos de petróleo (ADP) – cura rápida e cura média – comercializados pelos diversos agentes econômicos em todo o território nacional.

\_\_\_\_\_. Resolução ANP n. 32/2010 – Estabelece as especificações dos cimentos asfálticos de petróleo modificados por polímeros elastoméricos comercializados pelos diversos agentes econômicos em todo o território nacional.

\_\_\_\_\_. Resolução ANP n. 36/2012 – Estabelece as especificações das emulsões asfálticas para pavimentação e as emulsões asfálticas catiônicas modificadas por polímeros elastoméricos e as obrigações quanto ao controle da qualidade a serem atendidas pelo Distribuidor que comercializa o produto em todo o território nacional.

\_\_\_\_\_. Resolução ANP n. 39/2008 – Estabelece a especificação dos cimentos asfálticos de petróleo modificados por borracha moída de pneus, designados como asfaltos borracha, comercializados pelos diversos agentes econômicos em todo o território nacional.

\_\_\_\_\_. Cimentos asfálticos de petróleo. Resolução n. 19 de 11 de julho de 2005 – Regulamento Técnico ANP n. 03/2005.

\_\_\_\_\_. Cimentos asfálticos de petróleo modificados por borracha moída de pneus, tipo terminal blend. Resolução n. 39 de 24 de dezembro de 2008 – Regulamento Técnico ANP n. 05/2008.

\_\_\_\_\_. Cimentos asfálticos de petróleo modificados por polímero elastomérico. Resolução n. 32 de 21 de setembro de 2010 – Regulamento Técnico ANP n. 04/2010.

ANTT – AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. Revestimentos asfálticos sustentáveis. Estudo do comportamento mecânico e de redução de emissões de misturas asfálticas mornas. Relatório CCR-ND – WMA – RTF. 2014.

ARAÚJO, L. M. D. *Estudo do comportamento de material fresado de revestimento asfáltico visando sua aplicação em reciclagem de pavimentos*. Tese. 2004. UNB, 2004.

ARAÚJO, M. F. A. S. *Efeito da radiação solar no envelhecimento de ligantes asfálticos modificados*. Tese. 2012. UFMG, 2012.

\_\_\_\_\_. *et al. Avaliação reológica das propriedades de ligantes asfálticos após envelhecimento com radiação ultravioleta*. In: XVI CILA Congresso Ibero-Latino-americano do Asfalto, 2011.

\_\_\_\_\_. *et al. Weathering aging of modified asphalt binders*. *Fuel Processing Technology*, v. 115, p. 19-25, 2013.

\_\_\_\_\_. *et al. Rheological and thermal behavior of weathering-aged polymer modified bitumen*. *Brazilian Journal of Petroleum and Gas*, v. 7, p. 155-167, 2014.

ASPHALT INSTITUTE & EUROBETUME. IS 230. *The bitumen industry – a global perspective*. 2015.

- ASSOCIATION ASPHALT. Stellar Flex GTR: Associated-Asphalt-Stellar Flex-GTRH-Presentation. pdf, 2018. <https://associatedasphalt.com/products/specialty-products/>.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D 270-64: *methods of sampling petroleum and petroleum products*. USA, 1980.
- \_\_\_\_\_. D 36: *softening point of bitumen: ring-and-ball apparatus*. USA, 1995.
- \_\_\_\_\_. D 5: *standard test method for penetration of bituminous materials*. USA, 1997.
- \_\_\_\_\_. D 2872: *effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test)*. USA, 1997.
- \_\_\_\_\_. D 88-94: *standard test method for Saybolt viscosity*. USA, 1999.
- \_\_\_\_\_. D 95: *standard test method for water in petroleum products*. USA, 1999.
- \_\_\_\_\_. D 113: *ductility of bituminous materials*. USA, 1999.
- \_\_\_\_\_. D 244: *standard test methods for emulsified asphalts*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. D 5840: *standard specification for type II polymer modified asphalt cement for use in pavement construction*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. D 5841: *standard specification for type III polymer modified asphalt cement for use in pavement construction*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. D 5976: *standard specification for type I polymer modified asphalt cement for use in pavement construction*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. D 6521: *standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV)*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. D 2007: *standard test method for characteristic groups in rubber extender and processing oils and other petroleum-derived oils by the clay-gel absorption chromatographic method*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 2042: *solubility of asphalt materials in trichloroethylene*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 2170: *standard test method for kinematic viscosity of asphalts (bitumens)*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 2171: *standard test method for viscosity of asphalts by vacuum capillary viscometer*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 4124: *standard test methods for separation of asphalt into four fractions*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 5801: *standard test method for toughness and tenacity of bituminous materials*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 6648: *standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR)*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 402: *standard test method for distillation of cut-back asphaltic (bituminous) products*. USA, 2002.
- \_\_\_\_\_. D 1754-97: *standard test method for effect of heat and air on asphaltic materials (thin film oven test)*. USA, 2002.
- \_\_\_\_\_. D 4402: *viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer*. USA, 2002.
- \_\_\_\_\_. D 6723: *standard test method for determining the fracture properties of asphalt binder in direct tension (DT)*. USA, 2002.

- \_\_\_\_\_. D 6816: *standard practice for determining low-temperature performance grade (PG) of asphalt binders*. USA, 2002.
- \_\_\_\_\_. E 102: *standard test method for Saybolt-Furol viscosity of bituminous materials at high temperatures*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. D 7175: *standard test method for determining dynamical shear rheometer – DSR*. USA, 2004.
- \_\_\_\_\_. D 6084: *standard test method for elastic recovery of bituminous materials by ductilometer*. USA, 2004.
- \_\_\_\_\_. D 5329: *standard test methods for sealants and fillers, hot-applied, for joints and cracks in asphaltic and portland cement concrete pavements*. USA, 2004.
- \_\_\_\_\_. D 92: *flash and fire points by Cleveland open cup tester*. USA, 2005.
- \_\_\_\_\_. D 4124-09: *standard test method for separation of asphalt into four fractions*. USA, 2018.
- \_\_\_\_\_. E 1641-94: *standard test method for decomposition kinetics by thermogravimetry*.
- \_\_\_\_\_. D 6114 M: *standard specification for asphalt-rubber binder*. 2019.
- \_\_\_\_\_. D 8125/2018: *standard specification for re-refined engine oil bottoms (REOB)/vacuum tower asphalt extender (VTAE)*.
- \_\_\_\_\_. D 8189/2019: *standard test method for tackiness of asphalt binders and emulsified asphalt residue using the dynamic shear rheometer (DSR)*.
- AUSTRALIAN AIRPORT ASSOCIATION. *Airfield pavement essentials*. Airport Practice Note 12. 2017. [http://airports.asn.au/wp-content/uploads/2018/04/Airport-Practice-Note-12\\_05\\_lowres.pdf](http://airports.asn.au/wp-content/uploads/2018/04/Airport-Practice-Note-12_05_lowres.pdf)
- AUSTROADS. *Technical report*. Review of Australian and overseas specifications and performance tests for bitumen, 2016.
- AZEREDO, S. R.; LEITE, L. F. M. *Caracterização de frações de ligantes asfálticos por difração de raios X*. In: XVI CILA Congresso Ibero-Latino-americano do asfalto, 2011.
- \_\_\_\_\_. *Estudo de envelhecimento de ligantes asfálticos usando a técnica de espalhamento coerente de raios X*. 2011. Dissertação (Engenharia Nuclear). Coppe/UFRJ, 2011.
- AZEVEDO, E. C. et al. Aplicação de indentação instrumentada na caracterização mecânica de poliuretana derivada de óleo de mamona. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, v. 19, n. 4, p. 336-343, 2009.
- BABADOPULOS, L. F. A. L. *A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage*. Dissertação. UFC. 2014.
- \_\_\_\_\_; SOARES, J. B.; CASTELO BRANCO, V. T. F. *Interpreting fatigue tests in hot mix asphalt (HMA) using concepts from viscoelasticity and damage mechanics*. Anpet, 2014.
- BACKX, B. P. *Cimento asfáltico de petróleo puro e modificado com suas frações fundamentais: um estudo por microscopia de força atômica*. Tese. Coppe/UFRJ, 2014.
- BADELI, S.; SALIANI, S.; CARTER, A. *Effect of short Aramid fiber on asphalt performance*. 2017. <http://substance-en-etsmtl.ca/effect-shot-aramid-fibers-asphalt>.
- BADILLA, G. V. *Caracterização numérico-experimental de propriedades de fratura de misturas asfálticas de agregados finos*. Dissertação de Mestrado. Coppe/UFRJ. 2016.

- BANJA, A. G. *et al.* Optimal hydrated lime concentration in asphalt binder to improve phot o degradation resistance. *REM – International Engineering Journal*, v. 71, p. 225-233, 2018.
- BARBOSA Jr., V. S. *Estudo da resistência mecânica de pavimento asfáltico empregando mistura morna*. Trabalho Conclusão de Curso. UFSM. 2015.
- BARROS, L. M. *Deformação permanente de revestimentos asfálticos com diferentes ligantes: comparação de desempenho através do parâmetro Flow Number*. Trabalho de Conclusão de Curso. UFRGS. 2014.
- \_\_\_\_\_. *Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho pelo critério de Flow Number de misturas quentes e mornas*. Dissertação. UFRGS. 2017.
- BARTHEL, W.; MARCHAND, J.-P.; DEVIVERE, M. Warm Asphalt Mixes by Adding a Synthetic Zeolite. 3th Eurasphalt & Eurobitume Congress. Áustria, 2004.
- BASTOS, J. B. S.; LIMA FILHO, S. A. R.; SOARES, J. B.; SOARES, S. A. Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados com SBS e com argilas organofílicas na resistência à deformação permanente. XVIII CILA 2015
- BASTOS, J. B. S.; BABADOPULOS, L. F. A. L., SOARES, J. B. Relationship between multiple stress creep recovery (MSCR) binder test results and asphalt concrete rutting resistance in Brazilian roadways. *Construction and Building Materials*, v. 145, p. 20-27, 2017.
- BATISTA, K. *et al.* High-temperature, low-temperature, and weathering aging performance of lignin modified asphalt binders. *Industrial Crops and Products*, v. 111, p. 107-116, 2018.
- BECHARA, M. F. *et al.* *Effects of short- and long-term aging on time and temperature*. In: XV Congresso Pan-Americano de Engenharia de Tráfego e Transportes e Logística, 2008.
- \_\_\_\_\_; FAXINA, A. L.; FABBRI, G. T. *Avaliação do comportamento reológico de mástiques asfálticos por meio de curvas-mestre*. Anais do XXII Congresso da Anpet, 2008.
- BERNUCCI, L. L. B. *et al.* *Avaliação comparativa da deformação permanente em misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos convencionais e modificados por borracha*. In: 23º Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, Anpet, 2008.
- BERTOLLO, S. A. M. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas densas modificadas com borracha reciclada de pneus*. 2003. 198 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos. 2003.
- \_\_\_\_\_. *et al.* *Mechanical properties of asphalt mixtures using recycled tire rubber produced in Brazil – a laboratory evaluation*. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2003.
- BEZE, L. *Recyclage à chaud des agregats d'enrobes bitumineux: identification de traceurs d'homogeneite du melange entre bitume vieilli et bitume neuf d'apport*". Thèse. 2008.
- BISSADA, K. K. *et al.* Group-type characterization of crude oil and bitumen. Part I: Enhanced separation and quantification of saturates, aromatic, resins and asphaltenes (SARA). *Organic Geochemistry*, v. 95, May 2016, p. 21-28.
- BOHN, K. A. *Avaliação de misturas asfálticas recicladas mornas com uso de ligante convencional e modificado por polímero*. Dissertação. UFSM. 2017.
- BOHRER, D. *et al.* *Determinação de hidrocarbonetos policíclicos aromáticos e seus derivados nitrogenados e oxigenados em frações de misturas asfálticas utilizando cromatografia líquida acoplada à espectrometria de massas*. In: 21. Encontro de Asfalto do IBP, 2014.

- BOYER, L.; BARRERA, E. V. Asphalt bitumen modified with carbon nanotubes. *NSTI – Nanotech*. www.nsti. ISBN 978-1-4822-0581. v. 7, 2013.
- BOYSEN, R.; SCHABRON, J. *Automated HPLC SAR-AD separation*. Fundamental properties asphalt and modified asphalt. Technical White Paper. Westerner Research Institute. WRI. 2015.
- BORGES, R. L. *Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model visco-plástico e ensaios triaxiais de carga repetida*. Dissertação. UFC. 2014.
- BRINGEL, R. M. *Estudo químico e reológico de ligantes asfálticos modificados por polímero e aditivos*. 2007. 174 p. Dissertação (Mestrado em Química Inorgânica). UFC. Fortaleza.
- \_\_\_\_\_; SOARES, J. B.; SOARES, S. A. Análise da susceptibilidade térmica de ligantes asfálticos através da energia de ativação de fluxo. *Transportes* (Rio de Janeiro), v. XVII, p. 46-52, 2009.
- BROSSEAUD, Y. *Reciclagem de misturas asfálticas: evolução após 20 anos e a situação atual na França*. In: 7. Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões, 2011.
- BS EN 13588:2017 – *Bitumen and bituminous binders*. Determination of cohesion of bituminous binders with pendulum test.
- BÜCHNER, J.; WISTUBA, M. P.; KLÜTER, I. *Asphalt binder testing using 4 mm parallel plate geometry of dynamic shear rheometer*. ISBS. 2020.
- BUDNY, J. *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2012.
- CAMARGO, F. F. *Field and laboratory performance evaluation of a field-blended rubber asphalt*. Tese. USP. 2016.
- CAMARGO, I. G. N. *Potencial do emprego de misturas de bioligante e agregados usinados a quente para revestimentos e bases de pavimentos*. Dissertação. USP. 2018.
- CARLESSO, G. C. et al. *Avaliação da resistência à ação da água em misturas asfálticas modificadas por nanoargila e polímero SBS*. In: 33. Congresso de Ensino e Pesquisa. Anpet. 2019.
- CARVALHO, J. R. *Estudo do comportamento do asfalto modificado com óleo de girassol visando a obtenção de misturas mornas*. Dissertação. UFCG. 2018.
- CARVALHO, L.; NASCIMENTO, P.; LEITE, L. F. M. *Especiação de compostos sulfurados em cimento asfáltico de petróleo (CAP) e sua relação com os processos de envelhecimento*. In: 21. Encontro de Asfalto do IBP, 2014.
- CARVALHO, L. M. et al. Distribution of total sulfur in acidic, basic, and neutral fractions on brazilian asphalt cements and its relationship to the aging process. *Energy & Fuels*, v. 29, p. 1431-1437, 2015.
- \_\_\_\_\_. et al. Distribution of sulfur compounds in Brazilian asphalt cements and its relationship to short-term and long-term aging processes. *Construction & Building Materials*, v. 117, p. 72-79, 2016.
- CARVALHO, M. A. R. et al. *Análise do ligante modificado por polímero reativo/não reativo e ácido polifosfórico na deformação permanente em misturas asfálticas*. In: 33. Congresso de Ensino e Pesquisa. Anpet. 2019.
- CASTRO, L. N. *Reciclagem a frio "in situ" com espuma de asfalto*. 2003. 171 f. Dissertação (Mestrado) – Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.

- CAVALCANTE, F. P. *Efeito da adição dos óleos de ricinus communis e linus usitatissimum nas propriedades reológicas do cimento asfáltico de petróleo puro e modificado*. Tese. UFCG. 2016.
- CAVALCANTI, L. S.; MOTTA, L. M. G.; ODA, S. *Efeito do modificador Trinidad Lake Asphalt (TLA) na reologia de um ligante e nas propriedades mecânicas de mistura asfáltica*. In: 20. Encontro de Asfalto. 2009.
- \_\_\_\_\_. *Efeito de alguns modificadores de ligantes na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2010.
- CENTOFANTE, R. *Estudo laboratorial de utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente*. Dissertação. UFSM. 2016.
- CHACUR, M.; NASCIMENTO, L. A. H. *Considerações quanto ao uso dos parâmetros Superpave de ligantes para previsão do desempenho de misturas asfálticas em termos de deformação permanente e fadiga*. In: 40. RAPv – Reunião Anual de Pavimentação, 2010.
- CHRISTENSEN, D. W.; TRAN, N. *Relationships between mixture fatigue performance and asphalt binder properties*. Paper presented at the 2019 Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists, in-press, 2019.
- CINDY, C. et al. *Avaliação do efeito do filler no envelhecimento do betume*. Congresso Rodoviário Português. CRP. 2019.
- CORDEIRO, W. R. *Comportamento de concretos asfálticos projetados com cimento asfáltico modificado por borracha de pneus*. Dissertação. IME. 2006.
- COSTA, C.; NOGUEIRA, L.; GIOIA, J. *Mistura asfáltica com o uso do modificador TLA (Trinidad Lake Asphalt)*. In: 39. Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) e 13. Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (Enacor). Recife, Pernambuco, Brasil, 16 a 19 de setembro de 2008.
- COSTA, C. J. B. *Mistura asfáltica com o uso de areia de fundição de ferro descartada*. Dissertação. IME. 2008.
- COUTINHO, R. P. *Utilização da parte fina de misturas asfálticas para avaliação do dano por fadiga*. Dissertação. UFC. 2012.
- CRAVO, M. C. C. et al. *Influência da radiação ultravioleta no envelhecimento de ligantes asfálticos*. In: 21. Encontro de Asfalto. IBP. 2014.
- \_\_\_\_\_. et al. *Estudo toxicológico dos cimentos asfálticos brasileiros*. In: 20. Encontro de Asfalto. IBP. Anais. 2010.
- \_\_\_\_\_. et al. *Anais*. In: XVI CILA. Rio de Janeiro. 2011.
- \_\_\_\_\_. *Aspectos de SMS no segmento de asfalto*. Instituto Pavimentar. 2014.
- \_\_\_\_\_. *Efeitos do envelhecimento térmico e fotoquímico em ligantes asfálticos, mástiques e matriz de agregados finos*. Tese de Doutorado. Coppe/UFRJ. 2016.
- \_\_\_\_\_.; MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M. *Efeitos do envelhecimento térmico e fotoquímico em ligantes asfálticos e mástique*. In: 22. Encontro de Asfalto do IBP, 2016.
- \_\_\_\_\_. et al. *Estudo toxicológico dos CAPs brasileiros*. In: 18. Encontro de Asfalto. IBP. 2010.
- \_\_\_\_\_. et al. *Influência da radiação ultravioleta no envelhecimento de ligantes asfálticos*. In: XVI CILA – Congresso Ibero-Latino-americano do Asfalto, 2011.

- \_\_\_\_\_. *et al. Estudo toxicológico dos CAPs brasileiros. In: 20. Encontro de Asfalto do IBP. 2010.*
- \_\_\_\_\_. *et al. Estudo de emissões asfálticas. In: XVI CILA Congresso Ibero-Latino-americano do Asfalto, 2011.*
- CUNHA, T. M. F. *et al. Efeito da adição de material vegetal (fibra da castanha-de-cutia) e polímero (SBS) nas propriedades do ligante asfáltico (CAP 50/70). Polímeros, Manaus, v. 22, n. 4, p. 345-351, 2012.*
- DAMA, M. A. *Análise do comportamento da camada reciclada com espuma de asfalto na rodovia BR-290/RS. 2003. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre, 2003.*
- D'ANGELO, J. *et al. War-mix asphalt: Europe practice. Report n. FHWA-PL-08-007, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, 2008.*
- \_\_\_\_\_. *et al. Warm-mix asphalt: European practice. International Technology Scanning Program. Virginia: Federal Highway Administration, 2008.*
- DANTAS, L. N.; MOTTA, L. M. G.; SIMÃO, R. A. *O uso da microscopia de força atômica (AFM) na avaliação do envelhecimento de ligantes asfálticos. In: 21. Encontro de Asfalto. 2014.*
- \_\_\_\_\_. *Estudo de envelhecimento de ligantes asfálticos. Tese de Doutorado. Coppe/UFRJ. 2015.*
- \_\_\_\_\_.; \_\_\_\_\_.; LEITE, L. F. M. *Análise do envelhecimento de ligantes asfálticos por técnicas de FTIR, RMN e análise da presença de metais. In: 22. Encontro de Asfalto do IBP. 2016.*
- DANTAS NETO, S. A. *Avaliação das propriedades dos ligantes e das misturas asfálticas modificados com borracha granulada de pneus usados. Tese. UnB. 2004.*
- DEINFRA/SC – DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA. ES-P 05B/05. *Camadas de misturas asfálticas usinadas a quente com asfalto borracha. Santa Catarina, 2005.*
- DELLA FLÔRA, C. S. *Comportamento mecânico de duas misturas asfálticas com o uso de um aditivo surfactante de mistura morna. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2018.*
- DER/PR – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. ES-P 28/18. *Pavimentação: concreto asfáltico usinado a quente com asfalto borracha. Curitiba, Paraná, 2018.*
- DER/SP – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. ET-DE-P00/030 *Concreto asfáltico com asfalto-borracha (processo úmido). 2006.*
- DIAS, M. R. *Utilização de mistura asfáltica com borracha pelo processo da via seca. Execução de um trecho experimental urbano em Porto Alegre -RS. Dissertação. UFRGS. 2005.*
- DIAS, T. M. S.; CRAVO, M. C. C.; AZEVEDO, R. A. *Implantação de boas práticas de SMS na cadeia produtiva de asfalto e seus benefícios. Anais. Encontro de Asfalto do IBP. 2014.*
- DNC – DEPARTAMENTO NACIONAL DE COMBUSTÍVEIS. Portaria n. 5, de 18 de fevereiro de 1993. *Cimento asfáltico de petróleo – quadro de especificação. 1993.*
- \_\_\_\_\_. *Regulamento técnico DNC 03. Portaria 43/97 – especificações para asfaltos diluídos, 1997.*
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 007: *emulsão asfáltica: determinação de ruptura: método da mistura com cimento. Rio de Janeiro, 1994.*
- \_\_\_\_\_. *ME 063: emulsões asfálticas catiônicas: determinação da desemulsibilidade. Rio de Janeiro, 1994.*



- \_\_\_\_\_. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro: DNER, 1996.
- \_\_\_\_\_. *Manual de reabilitação de pavimentos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- \_\_\_\_\_. ME 002: *emulsão asfáltica: carga da partícula*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- \_\_\_\_\_. ME 006: *emulsões asfálticas: determinação da sedimentação*. Rio de Janeiro, 2000.
- \_\_\_\_\_. ES 405: *pavimentação: reciclagem de pavimento a frio "in situ" com espuma de asfalto*. Rio de Janeiro, 2000.
- DNIT. *Pavimentação flexível – cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida do tipo "terminal blending" – especificação de material*. 2009.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, DNIT 423/2020 - ME: *pavimentação - ligante asfáltico - fluência e recuperação de ligante asfáltico determinados sob tensões múltiplas (MSCR) - método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2020.
- DOMINGOS, M. D. I. *Importância dos tempos de fluência e recuperação no comportamento reológico e na suscetibilidade de ligantes asfálticos modificados à deformação permanente*. Tese. USP/São Carlos, 2017.
- \_\_\_\_\_. *Caracterização do comportamento fluência-recuperação de ligantes asfálticos modificados virgens e envelhecidos*. Dissertação. USP/SC. 2011.
- \_\_\_\_\_; NG, A. K. Y.; FAXINA, A. L. *Comportamento fluência-recuperação de ligantes asfálticos modificados com polietileno de baixa densidade e ácido polifosfórico*. In: XXVIII Anpet – Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2014.
- \_\_\_\_\_; FAXINA, A. L. *Comportamento fluência-recuperação de ligantes asfálticos modificados com copolímero SBR e ácido polifosfórico*. *Transportes*, v. 23, n. 2, p. 56-64, 2015.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Susceptibility of asphalt binders to rutting: literature review*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28, n. 2, 2016. 04015134.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Suscetibilidade de ligantes asfálticos modificados com SBS e PPA à deformação permanente: uma avaliação à luz da evolução dos parâmetros da especificação Superpave*. In: 33. Congresso de Ensino e Pesquisa. Anpet. 2019.
- DOURADO, E. R. *Análise de superfícies de ligantes asfálticos convencionais e modificados*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2011.
- \_\_\_\_\_; SIMÃO, R. A.; LEITE, L. F. M. *Mechanical properties of asphalt binders evaluated by atomic force microscopy*. *Journal of Microscopy*, v. 245, n. 2, p. 119-128, 2012.
- \_\_\_\_\_. *et al.* *Analysis of asphaltic binders modified with PPA by surface techniques*. *J. Microsc.*; n. 245, p. 119, 2014.
- DUARTE, E. V. N. *Avaliação reológica de ligante asfáltico 50/70 modificado com polímero reativo e não reativo associado ao ácido polifosfórico*. Dissertação. UFCG. 2018.
- EAPA – EUROPEAN ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *The use of warm mix asphalt*. 2014.
- \_\_\_\_\_. *Recommendations for the use of rejuvenators in hot and warm asphalt production*. 2018.
- \_\_\_\_\_. *The use of warm mix asphalt EAPA – position paper*. 2014.
- EIIP – EMISSION INVENTORY IMPROVEMENT PROGRAM. *Methods for estimating air emissions from chemical manufacturing facilities*. Cap 16. Emission Inventory Improvement Program, 2007.

- EPA – ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Inventory of U.S. greenhouse gas emissions and sinks, 1990–2011*. EPA 430-R-13-001. Environmental Protection Agency, Washington, D.C., 2013.
- ENVISION. v. 3. [www.sustainableinfrastructure.org](http://www.sustainableinfrastructure.org).
- EUROBITUME. *The bitumen industry – a global perspective: production, chemistry, use, specification and occupational exposure*, 3ª Edição, 2015.
- \_\_\_\_\_. 2015. [https://www.eurobitume.eu/public\\_downloads/General/The%20Bitumen%20Industry%203rd%20edition.pdf](https://www.eurobitume.eu/public_downloads/General/The%20Bitumen%20Industry%203rd%20edition.pdf)
- EUROPEAN STANDARDS. EN 12591: *bitumen and bituminous binders: specification for pavement grade bitumen*. 2000.
- \_\_\_\_\_. EN 12593: *methods of test for petroleum and its products: bitumen and bituminous binders: determination of the Fraass breaking point*. 2000.
- FARIAS, L. G. A. T. et al. Effects of nano clay and nanocomposites on bitumen rheological properties. *Construction & Building Materials*, v. 125, p. 873-883, 2016.
- FAXINA, A. L. *Estudo em laboratório do desempenho de concreto asfáltico usinado a quente, empregando ligante tipo asfalto-borracha*. 2002. USP/São Carlos. 2002.
- \_\_\_\_\_. *Estudo da viabilidade técnica do uso do óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha*. Tese. USP/São Carlos. 2006.
- \_\_\_\_\_; FABBRI, G. T.; SOARES, J. *Efeito da adição de ácido polifosfórico sobre o comportamento reológico de um CAP 50/50*. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço. ABPv. 2009.
- \_\_\_\_\_. Peculiaridades do comportamento reológico de ligantes asfálticos modificados de mesmo grau de desempenho. In: 40. RAPv. ABPv. 2010.
- \_\_\_\_\_. Propriedades reológicas de ligantes asfálticos modificados virgens e envelhecidos a curto prazo. In: 17. Reunião de Pavimentação Urbana. ABPv. 2011.
- \_\_\_\_\_; SÓRIA, M. H. A.; LEITE, L. F. M. *Estabilidade à estocagem de asfalto-borracha modificado com resíduo de óleo de xisto*. In: 18. Encontro de Asfalto do IBP. 2006.
- \_\_\_\_\_. et al. Módulo de resiliência a 40°C de misturas asfálticas empregando ligante asfalto borracha e óleo extensor. *Revista Pavimentação*, v. IV, p. 45, 2009.
- \_\_\_\_\_. et al. Avaliação dos efeitos dos envelhecimentos a curto e longo prazos por meio de curvas mestre. In: 19. Encontro de Asfalto do IBP. 2008.
- \_\_\_\_\_. et al. Fatigue behavior of asphalt-rubber binders modified with shale-oil residue. *Petroleum Science and Technology*, v. 32, p. 1617-1625, 2014.
- FEITOSA, J. P. M. *Avaliação do uso da cera de carnaúba como aditivo na preparação de misturas asfálticas mornas (MAMs)*. 2015. Tese (Doutorado em Química) - Universidade Federal do Ceará. 2015.
- \_\_\_\_\_. et al. Evaluation of sun-oxidized carnauba wax as warm mix asphalt additive. *Construction and Building Materials*, n. 115, p. 294-298, 2016. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.03.219
- \_\_\_\_\_. et al. Evaluation of carnauba wax in warm mix asphalt technology. *International Journal of Civil & Environmental Engineering*, v. 15, 2015.

- \_\_\_\_\_ *et al.* Evaluation of the carnauba wax as low-viscosity asphalt binder modifier for use in warm mix asphalt (WMA). In: 2. International Symposium on Asphalt Pavements & Environment. Fortaleza. 2012.
- FENGLER, R. Z. *Caracterização de ligantes e misturas asfálticas modificados com a adição de Trinidad Lake Asphalt*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2018.
- FERNANDES, F.; PICADO-SANTOS, L.; SILVINO CAPITÃO, S. *Reciclagem total de misturas betuminosas usando óleo alimentar como rejuvenecedor*. In: 9. Congresso Rodoviário Português. 2019.
- FERNANDES, M. R. S. *Efeito de aditivo tipo óleo e enxofre na reologia de asfaltos modificados com SBS*. 2009. 118 p. Tese (Doutorado em Ciência dos Materiais) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, RS. 2009.
- FERNANDES, P. R. N.; ALENCAR, A. E. V. *Avaliação de ligante asfáltico brasileiro processado na unidade de negócios da Petrobras-Lubnor puro e modificado com ácido polifosfórico*. Maceió. 2011.
- \_\_\_\_\_ *et al.* Evaluation of polycyclic aromatic hydrocarbons in asphalt binder using matrix solid-phase dispersion and gas chromatography. *Journal of Chromatography Science*, v. 47, p. 789-793, 2009.
- \_\_\_\_\_. *Caracterização de ligante asfáltico brasileiro e avaliação da presença de hidrocarbonetos policíclicos aromáticos (HPAs)*. Dissertação, UFC. 2007.
- \_\_\_\_\_. *Avaliação do desempenho de ligante asfáltico modificado por poli (ácido fosfórico) (PPA) e efeitos da adição do líquido da casca da castanha-de-caju (LCC)*. Tese. UFC. 2011.
- \_\_\_\_\_; *et al.* Estudo comparativo das propriedades químicas do resíduo borra oleosa asfáltica e do ligante asfáltico de petróleo. *Holos (Natal, online)*, v. 4, p. 45-58, 2013.
- FERRAZ, L. M. R. (2015). Desenvolvimento de dispositivo para extração e coleta de fumos de asfalto e aplicação na determinação de hidrocarbonetos policíclicos aromáticos. Tese. UFSM. 2015.
- FERREIRA, C. I. G. *Avaliação do desempenho de misturas betuminosas temperadas*. Dissertação. Universidade do Minho. Portugal. 2009.
- FHWA (HIF-15-002) *Towards sustainable pavement systems: a reference document*. 2015. (<https://www.sustainablehighways.dot.gov/>).
- FLYNN, J. H.; WALL, L. A. A quick, direct method for the determination of activation energy from thermogravimetric data. *Polymer Letters*, n. 4, p. 323-328, 1966. <http://dx.doi.org/10.1002/pol.1966.110040504>.
- FRITZEN, M. A. *et al.* *Comportamento de misturas asfálticas mornas submetidas a ensaios acelerados por simulador de tráfego móvel*. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço. 2009.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Comportamento de misturas mornas por processo de espumação em diferentes temperaturas de usinagem e compactação*. 2012.
- GASPAR, M. S. *Mecanismo de ativação e interação entre ligantes na reciclagem asfáltica quente e morna*. 2019. Dissertação. USP/São Carlos. 2019.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Caracterização do material fresado e quantificação da ativação do ligante para produção de misturas asfálticas recicladas*. In: XX CILA Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto, 2019, Guadalajara. v. UNICO. p. 1479-1490.

- GENNESSEAUX, M. M. L. *Avaliação da durabilidade de misturas asfálticas a quente e mornas contendo material asfáltico fresado*. Tese. USP. 2015.
- GIRDLER, R. B. *Constitution of asphaltenes and related studies*. Seattle: Proc. Association Asphalt Paving Technologists, 1965.
- GLOVER, C. J. *et al.* Chemical characterization of asphalt cement and performance related properties. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Board*, p. 71-81, 1988.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Development of a new method for assessing asphalt binder durability with field validation. Federal Highway Administration. In: REPORT FHWA/TX-05/1872-2, College Station, TX, 2005.
- GODOI, L. *Estudo do comportamento dos ligantes asfálticos utilizados na imprimação asfáltica relacionados à emissão de VOCs*. Dissertação. UFPR. 2011.
- GONÇALVES, M. L. A. *et al.* Avaliação térmica de frações pesadas de um petróleo brasileiro por termogravimetria. *Bol. Téc. Petrobras*, Rio de Janeiro, v. 47, n. 2/4, p. 107-118, abr./dez. 2004.
- GONDIM, L. M.; SOARES, S. A.; BARROSO, S. H. A. Experimental evaluation of the potential of the sap of the petroleum plant as an asphalt binder rejuvenating agent. *Road Materials and Pavement Design*, v. 1, p. 1-12, 2019.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Petroleum plant sap as an asphalt modifier for pavement applications. *International Journal of Civil & Environmental Engineering*, v. 16, p. 1-8, 2016.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Chemical and physical properties of an asphalt binder modified by the sap of Euphorbia Tirucalli plant: application in bituminous prime coat*. In: 10. International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. London: Taylor & Francis Group, 2017.
- \_\_\_\_\_. *Investigação sobre o uso de um ligante alternativo à base de seiva de aveloz em revestimentos de baixo custo de pavimentos flexíveis*. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). UFC. 2017.
- GRANDE, W. R. *et al.* *Efeitos da cal hidratada e do ácido polifosfórico na suscetibilidade térmica de misturas asfálticas densas*. Anpet. 2009.
- GRANDE, W. R. *Efeito da cal hidratada e do ácido polifosfórico nas propriedades mecânicas e suscetibilidade à umidade de misturas asfálticas densas*. Dissertação. EESC/USP. 2011.
- GREEN GLOBES. v. 1.5 for NC. [www.thegbi.org/green-globes-certification](http://www.thegbi.org/green-globes-certification)
- GREENROADS. v. 2. [www.greenroads.org](http://www.greenroads.org)
- GUERRERO, Y. A. P. *Avaliação do desempenho mecânico e reológico de misturas asfálticas mornas*. Dissertação. UFSC. 2013.
- GUNTI, U. S.; JALEGAR, J. A performance evaluation of warm mix asphalt mixture by incorporating Sasobit additive. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)* e-ISSN: 2395-0056. v. 4 Issue: 11 | Nov -2017 [www.irjet.net](http://www.irjet.net).
- HAIJ, R.; FILONZI, A.; RAHMAN, S. *Considerations for using the 4 mm plate geometry in the dynamic shear rheometer for low temperature evaluation of asphalt binders*. <https://doi.org/10.1177/0361198119855332>. 2019.

- HAMID, A. *et al.* Evaluating fly ash-based geopolymers as a modifier for asphalt binder. *Advances in Materials Science and Engineering*, v. 2020. article ID 2398693. 11 p. <https://doi.org/10.1155/2020/2398693>.SULong.
- HASSAN, W. H. W. *et al.* Potential use of oil palm lignocellulosic materials in preparation of Stone Mastic Asphalt – a short review. *Porim Bulletin*, n. 39, 1999.
- HEUKELOM, W. A bitumen test data chart for showing the effect of temperature on the mechanical behavior bitumen. *Journal of the Institute of Petroleum*, v. 55, n. 546, 1969.
- HINTZ, C. *Understanding mechanisms leading to asphalt binder fatigues*. PhD. Thesis. University of Wisconsin. 2012.
- \_\_\_\_\_; BAHIA, H. U. Simplification of linear amplitude sweep test and specification parameter. *Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board*, p. 10-16, 2013.
- HUBER, G. A. *et al.* SuperPave5: relationship of in-place air voids and asphalt binder aging. *Journal*, Association of Asphalt Paving Technologists, v. 88, 2019.
- HUNTER, R.N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Ed., 2000.
- HVEEM, F. N.; ZUBE, E.; SKOG, J. Proposed new tests and specifications for paving grade asphalts. *Proceedings*. Association of Asphalt Paving Technologists. AAPT. 1963.
- IA – INSTITUTO DO ASFALTO. *Manual de asfalto*. Rio de Janeiro: IA, 2001.
- IARC – AGÊNCIA INTERNACIONAL DE PESQUISA EM CÂNCER. <://publications.iarc.fr/Book-And-Report-Series/Iarc-Monographs-On-The-Identification-Of-Carcinogenic-Hazards-To-Humans/Bitumens-And-Bitumen-Emissions-And-Some-Em-N-Em---And-Em-S-Em--Heterocyclic-Aromatic-Hydrocarbons-2013>.
- IBP – INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO. *Informações básicas sobre materiais asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP – Comissão de Asfalto, 1999.
- INVEST v1.3. [www.sustainablehighways.org](http://www.sustainablehighways.org)
- KARLSSON, I.; ROOTZÉN, J.; JOHNSON, F. Reaching net-zero carbon emissions in construction supply chains – analysis of a Swedish road construction project. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 120, 2020.
- KISSINGER, H. E. *Anal. Chem.*, n. 29, 1702, 1957.
- KLUTTZ, R. Q. Prepared discussion on relationships between mixture fatigue performance and asphalt binder properties. *Journal*, Association of Asphalt Paving Technologists, v. 88, 2019.
- KÖK, V.; AKPOLAT, M. Effects of using Sasobit and SBS on the engineering properties of bitumen and stone mastic asphalt. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2015.
- KRIZ, P.; REINKE, G.; ANDERSON, R. M. Asphalt Institute DSR-PAV TF Outcome Report to AASHTO COMP TS 2B, January 23, 2018.
- LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Les émulsions de bitume et leurs applications routières*. 153p. Paris, 1976.
- LEED v4 BD+C NC. [new.usgbc.org/leed](http://new.usgbc.org/leed).
- LEITE, L. *et al.* *Asphalt rubber in Brazil: pavement performance and laboratory study*. In: Asphalt Rubber, Brasília, 2003.
- LEITE, L. F. M. *et al.* Caracterização de cimentos asfálticos através da técnica de HP-GPC. *Boletim Técnico da Petrobras*, 32 (1/2), v. 41, Rio de Janeiro, 1989.

- \_\_\_\_\_. *Reologia de cimentos asfálticos*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 1990.
- \_\_\_\_\_. *Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros*. 1999. 266f. Tese (Doutorado em Ciência e Tecnologia de Polímeros) – Instituto de Macromoléculas Professora Eloísa Mano, UFRJ, Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. *Notas de aula do curso de pavimentação urbana*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2003.
- \_\_\_\_\_; TONIAL, I. A. *Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP*. In: Encontro de Asfalto, 12., 1994, Rio de Janeiro. Anais: IBP, 1994. p. 94-119.
- \_\_\_\_\_; CAMILLO, M. C. F. *Caracterização de cimentos asfálticos através da técnica de HP-GPC*. In: 9. Encontro de Asfalto do IBP, p. 231-260. v. 1, Rio de Janeiro, maio. 1988.
- \_\_\_\_\_; BITTENCOURT, B. C.; NASCIMENTO, L. A. H. *Efeito do ácido polifosfórico no desempenho dos ligantes rodoviários*. Anpet. 2004.
- \_\_\_\_\_; MARTINS, A. T.; CRAVO, M. C. *Reologia de cimentos asfálticos de petróleo: ferramenta para previsão do desempenho em serviço de ligantes rodoviários*. In: Congresso Venezuelano de Asfaltos – Inveas. 2010.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Compatibilidade interna de ligantes segundo parâmetros de Heithaus*. In: 20. Encontro de Asfalto – IBP. 2010.
- \_\_\_\_\_; MARTINS, A. T.; CRAVO, M. C. *Reologia de cimentos asfálticos de petróleo: ferramenta para previsão do desempenho em serviço de ligantes rodoviários*. In: XV Congresso Ibero Latino-americano del Asfalto, Lisboa, Portugal, 22-27 nov. 2009.
- \_\_\_\_\_. *Índices reológicos de desempenho do ligante asfáltico*. Apresentação realizada no IV Congresso Brasileiro de Reologia, Rio de Janeiro, RJ, 21-23. Abr. 2017.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Evaluation of the UV aging tests effect on asphalt binders using Glover Rowe parameter*. In: ISAP Conference, 2018.
- \_\_\_\_\_; CONSTANTINO, R.; TONIAL, I. A. *Produção de asfaltos segundo especificações Superpave*. In: 9. Congresso Ibero Latino-Americano de Asfalto, 1997.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Adição de produtos vegetais ao ligante asfáltico*. In: 42. Reunião Anual da ABPV, 2013.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Efeito de nanomodificadores no envelhecimento e susceptibilidade térmica de cimentos asfálticos*. In: Reunião Anual de Pavimentação da ABPV, 2012.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Efeito do resíduo de óleo de xisto na compatibilidade interna de ligantes asfálticos*. In: XVI CILA Congresso Ibero-Latino-americano do Asfalto, 2011.
- \_\_\_\_\_; MENEZES, S. M. C.; SOUZA, W. *Atomic force microscopy on asphalt binders and modified asphalts*. In: Euroasphalt & Eurobitume, 2008.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Envelhecimento de cimentos asfálticos sob ponto de vista químico e reológico*. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos. ABPV, 2009.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Vegetal products as modifier of asphalt binders*. In: ISAP – International Society Asphalt Pavements, 2012.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Compatibilidade interna de ligantes segundo parâmetros de Heithaus*. In: 20. Encontro de Asfalto IBP, 2010.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Reciclagem a quente utilizando agente rejuvenescedor de óleo de xisto*. In: 13. Encontro de Asfalto do IBP, 1996.

- \_\_\_\_\_. *Emprego de asfaltos coloridos na pavimentação*. In: 21. Encontro de Asfaltos do IBP, 2014.
- \_\_\_\_\_. *Efeito do envelhecimento por radiação UV nas propriedades reológicas e térmicas do ligante modificado por SBS e no CAP convencional*. In: XVI CILA Congresso Ibero Latino-americano do Asfalto, 2011.
- \_\_\_\_\_ et al. *Emprego da reologia na avaliação de ligantes asfálticos brasileiros*. In: 17. RPU, Reunião de Pavimentação Urbana, ABPv. 2011.
- \_\_\_\_\_; NASCIMENTO, L. A. H. *Estudo do efeito da estocagem nas propriedades do asfalto borracha e a influência do método de ensaio na determinação da viscosidade a altas temperaturas*. In: Anpet, 2005.
- \_\_\_\_\_ et al. *Cera de carnaúba como modificador de ligantes asfálticos*. In: Congresso da Anpet, 2010.
- \_\_\_\_\_. *Use of vegetal products as asphalt cement modifier*. In: Eurobitume 2012.
- \_\_\_\_\_; CONSTATINO, R. S.; VIVONI, A. *Rheological studies of asphalt with ground tire rubber*. In: Asphalt Rubber – Proceedings. Portugal, 2000.
- \_\_\_\_\_ et al. *Empregos de asfaltos duros em rodovias de alto volume de tráfego*. In: Congresso ABCR – Foz de Iguaçu, 2011
- \_\_\_\_\_; MARTINS, A. T.; CRAVO, M. C. *Reologia de cimentos asfálticos de petróleo: ferramenta para previsão do desempenho em serviço de ligantes rodoviários*. In: 5. Congresso Venezolano del Asfalto – Instituto Venezolano del Asfalto, 2010.
- \_\_\_\_\_ et al. *Vegetal products as modifier of asphalt binders*. ISAP. 2012.
- \_\_\_\_\_; BITTENCOURT, C. P. *Características de ligantes e misturas betuminosas a serem usados e compactados a baixa temperatura*. 35. RAPv. ABPv. 2004.
- \_\_\_\_\_ et al. *The use of vegetal products as asphalt cement modifier*. In: 5. Eurasphalt & Eurobitume Congress, 13-15th June 2012, Istanbul.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. *Evolução das especificações europeias de ligantes asfálticos baseadas em desempenho*. In: 33. Congresso de Ensino e Pesquisa. Anpet. 2019.
- LIBERATORI, L. A. *Estudos de cimentos asfálticos modificados por asfaltita e sua influência em misturas asfálticas*. 2000. 166f. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2000.
- \_\_\_\_\_ et al. *O uso de asfaltita como modificador de cimentos asfálticos*. In: 15. Encontro de Asfalto do IBP, 2000.
- \_\_\_\_\_ et al. *Mistura asfáltica com asfalto modificado por polímero Stylink PG 76-22 aplicada na SP 300. Avaliação do desempenho após um ano de operação*. In: 17. Encontro de Asfalto. 2004.
- LIMA, A. T. *Caracterização mecânica de misturas asfálticas recicladas a quente*. Dissertação. UFC. 2003.
- LIMA, C. S. *Caracterização de ligantes asfálticos modificados com borracha de pneu e aditivos*. Dissertação. UFC. 2008.
- LIMA FILHO, S. et al. *Avaliação do efeito de ligantes modificados com SBS e com argilas organofílicas na resistência à deformação permanente de pavimentos asfálticos*. In: XVIII Congresso Ibero Latino-americano del Asfalto. Bariloche. CILA 2015.

- LOEBER, L. *et al.*, New direct observations of asphalts and asphalt binders by scanning electron microscopy and atomic force microscopy. *Journal of Microscopy*, n. 182, 1996.
- LOPES, J. L. Riscos para a saúde de trabalhadores de pavimentação com asfalto. *Revista de Gestão Integrada em Saúde do Trabalho e Meio Ambiente*, São Paulo, 2008.
- LUCENA, L. C. F. L.; SILVEIRA, I. V.; COSTA, D. B. Avaliação de ligantes asfálticos modificados com óleo da moringa oleífera lam para uso em misturas mornas. *Revista Matéria*, Brasil, v. 21, n. 1, p. 72-82, 2016.
- LUCENA, M. C. C. *Caracterização química e reológica de asfaltos modificados por polímeros*. 2005. Tese (Doutorado em Curso de Pós-graduação em Química Inorgânica) – UFC.
- \_\_\_\_\_; SOARES, S. A.; SOARES, J. B. Characterization, and thermal behavior of polymer-modified asphalt. *Mat. Res. [online]*, v. 7, n. 4, p. 529-534, 2004.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *O uso da técnica HP-GPC na caracterização de asfaltos brasileiros puros e modificados por SBS*. In: 3. Congresso Brasileiro de P&D em Petróleo e Gás, 2005.
- LUZ, P. M. S. G. *et al.* Avaliação das propriedades mecânicas de misturas asfálticas mornas modificadas com adição de óleos vegetais. *Transportes*, v. 27, n. 1, 2019.
- MACEDO, T. *et al.* Avaliação de métodos de preparação de amostras de ligante asfáltico para caracterizações microestruturais no microscópio de força atômica. *Transportes*, v. 26, p. 51-62, 2018.
- MACEDO, T. F. *Caracterização microestrutural de propriedades viscoelásticas de ligantes asfálticos usando a microscopia de força atômica*. Tese. Coppe/UFRJ. 2018.
- \_\_\_\_\_. *et al.* *Caracterização do comportamento mecânico de ligantes asfálticos a partir de propriedades viscoelásticas lineares de seus constituintes microestruturais obtidas no AFM*. In: 33. Congresso de Ensino e Pesquisa. Anpet. 2019.
- \_\_\_\_\_. *et al.* *Caracterização do comportamento mecânico de ligantes asfálticos a partir de propriedades viscoelásticas lineares de seus constituintes microestruturais obtidas no AFM*. 2020.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Avaliação de métodos de preparação de amostras de ligante asfáltico para ensaios no microscópio de força atômica. *Transportes*, v. 26, n. 3, p. 21-32, 2018.
- \_\_\_\_\_. *et al.* An experimental testing and analysis procedure to determine linear viscoelastic properties of asphalt binder microstructural components. *Construction and Building Materials*, 230, 116999, 2020.
- \_\_\_\_\_. *et al.* *Previsão analítica do comportamento mecânico de um ligante asfáltico a partir de caracterizações no microscópio de força atômica*. In: Congresso Ibero Latino-americano do Asfalto (CILA), 2019.
- MANO, E. B. *Introdução a polímeros*. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1985.
- \_\_\_\_\_. *Polímeros, produção e aplicação*. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1991.
- MARASTEANU, M. O.; CLYNE, T. R. Rheological characterization of asphalt emulsion residues. *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, v. 18, n. 3, 2006.
- MARTINEZ, M. *Rediset® aditivo para mesclas tibias*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 18., São Luís do Maranhão, 2012.
- MARTINS, A. T. *Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2014.



- \_\_\_\_\_; LEITE, L. *Fluência e relaxação sob múltipla tensão: novo teste para avaliar resistência à deformação permanente*. In: 16. RPU – Reunião de Pavimentação Urbana, 2009.
- \_\_\_\_\_. *et al. Fluência e relaxação sob múltiplas tensões (MSCR): avaliação do desempenho de ligantes asfálticos*. In: XVI CILA Congresso Ibero Latino-americano do Asfalto, 2011.
- \_\_\_\_\_. *et al. Fluência e relaxação sob múltipla tensão: novo teste para avaliar resistência à deformação permanente*. In: 16. RPU. Reunião de Pavimentação Urbana, ABPv. 2009.
- MASSON, J. F.; LEBLOND. V.; MARGESON. J. Bitumen morphologies by phase detection atomic force microscopy. *Journal of Microscopy*, v. 221, n. 1, p. 17-29, 2006.
- MELLO, D. *Avaliação da adição de Evotherm no comportamento de misturas asfálticas em laboratório e no desempenho em campo*. Dissertação. UFSC. 2012.
- MELLO, M. S. *et al. Estudo de mistura e ligante asfáltico irradiado*. In: XVI Congresso Ibero-Latino-americano do Asfalto, XVI CILA, p. 1015-1022, Rio de Janeiro, nov. 2011.
- \_\_\_\_\_. *Avaliação das propriedades reológica e mecânica de ligantes e misturas asfálticas irradiadas*. Tese. Coppe/UFRJ. 2014.
- MENA, V. P.; CARVALHO, T. *Novo modelo de especificações de ligantes betuminosos*. In: Congresso Rodoviário Português. CRP. 2019.
- MENEGUINI, E. C. A. *Avaliação de concreto asfáltico com incorporação de pó de borracha recamp*. 2011.
- MENSCH, N. G. *Análise viscoelástica de misturas asfálticas quentes e mornas*. Dissertação. UFRGS. 2017.
- MERIGHI, C. F. *Estudo do comportamento de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimento com adição de borracha moída de pneu*. Dissertação. USP. 2015.
- MILAD, A. *et al. Utilization of waste-based geopolymer in asphalt pavement modification and construction – a review*. *Sustainability*, 2021, 13, 3330. <https://www.mdpi.com/journal/sustainability>.
- MIRANDA, L. *et al. Sistema rejuvenescedor por cápsulas para a regeneração dum ligante envelhecido*. In: Congresso Rodoviário Português. CRP. 2019.
- MONTEIRO, A. O. *Argilas vermiculita e organovermiculita como modificadores de ligantes asfálticos e na redução de hidrocarbonetos totais na redução das emissões (VOCs e HPAs)*. (Mestrado em Química). UFC. 2014.
- MORAES, M. B.; SIMÃO, R. A.; LEITE, L. F. M. *The structure of bitumen as revealed by hot stage atomic force microscopy*. In: V LASPM. Valparaíso, 2009.
- \_\_\_\_\_. *et al. High temperature AFM study of CAP 30/45 pen grade bitumen*. *Journal of Microscopy*, v. 239, n. 1, p. 46-53, 2010.
- MORAES, R. *Investigation of mineral filler effects on the aging process of asphalt mastic*. Thesis. 2014.
- \_\_\_\_\_; BAHIA, H. U. Effect of mineral filler on changes in molecular size distribution of asphalts during oxidative aging. *Roads Materials and Pavement Design*, 2015.
- MOREIRA, A. A. G. *Propriedades reológicas e resistência à oxidação de cimento asfáltico de petróleo (CAP) modificado com cardanol*. 2013. Dissertação (Mestrado em Química). UFC.

- MORILHA JR., A. *Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas*. 2004. 165f. Dissertação. UFSC, 2004.
- \_\_\_\_\_; TRICHÊS, G. Análise comparativa de envelhecimento em laboratório de nove ligantes asfálticos. In: Reunião Anual de Pavimentação, 34., 2003, Campinas. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2003. p. 110-128.
- MOTHÉ, M. G. *Estudo do comportamento de ligantes asfálticos por reologia e análise térmica*. Dissertação. EQ/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 2009.
- MOTHÉ, C. G.; MOTHÉ, M. G.; LEITE, L. F. Thermal characterization of asphalt mixtures by TG/DTG, DTA and FTIR. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, v. 93, p. 105, 2008.
- MOTHÉ, M. G.; MOTHÉ, C. G.; LEITE, L. F. *Comportamento térmico de ligantes asfálticos modificados por TG/DTG e DTA*. In: VIII Congresso Brasileiro e III Congresso Pan-americano de análise térmica e calorimetria, 2012.
- MOTTA, L. M. G. et al. *Princípios do projeto e análise Superpave de misturas asfálticas*. Tradução comentada. FHWA-SA95-003. Rio de Janeiro, RJ, 1996.
- MOTTA, L.; LEITE, L. *Efeito do filler nas características mecânicas das misturas asfálticas*. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes Anpet, 2002.
- MOTTA, R. S. *Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissões de poluentes e de consumo energético*. Tese de Doutorado – USP. São Paulo, SP, Brasil, 2011.
- \_\_\_\_\_. *Misturas mornas: redução de emissão de poluentes e economia de energia*. Workshop de avaliação dos objetivos da produção de asfaltos. WAOP. São Paulo, 2011.
- MOURA, E. *Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas*. Dissertação, USP. 2001.
- MUNIANDY, R.; SELIM, A. A.; HASSIM, D. *Effect of Malaysian cellulose oil palm fiber in the tensile cracking of stone mastic asphalt*. In: Fifth International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements. 2004. E.ISBN 2912143764.
- MWV EVOTHERM™ pavement durability: results of laboratory and field testing*. Transportation Research Board. Washington, USA. 2009.
- NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Annual asphalt pavement industry survey on recycled materials and warm-mix asphalt usage: 2009-2013, 2014*.
- \_\_\_\_\_. *Sustainability in practice 100 sustainable asphalt pavements: a practical guide*. 2019.
- \_\_\_\_\_. <https://www.asphalt pavement.org/PDFs/EngineeringPubs/SIP100-Sustainable-Asphalt-Pavements-A-Practical-Guide.pdf>. 2019.
- NASCIMENTO, F. A. C.; ARAUJO, M. M. M.; GUIMARÃES, A. C. R. *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas elaboradas com cimento asfáltico de petróleo modificado por asfalto natural (CAP TLA)*. In: 40. Reunião Anual de Pavimentação – RAPv. Rio de Janeiro, 2010.
- NASCIMENTO, L. A. H. *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2008.
- \_\_\_\_\_. et al. *Misturas asfálticas mornas*. *Revista ABPv Pavimentação*, n. 11, setembro de 2008.

- \_\_\_\_\_. *et al.* *Uso da mecânica do dano contínuo na caracterização de misturas asfálticas brasileiras*. In: 21. Encontro do Asfalto do IBP, 2014.
- \_\_\_\_\_. *Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt*. Tese. Universidade Carolina do Norte. USA. 2015.
- NASCIMENTO, M. V. *Estudos do comportamento mecânico de misturas asfálticas recicladas*. Dissertação. UFCG. 2011.
- NASCIMENTO, P. C. *et al.* Determination of oxygen and nitrogen derivatives of polycyclic aromatic hydrocarbons in fractions of asphalt mixtures using liquid chromatography coupled to mass spectrometry with atmospheric pressure chemical ionization. *Journal of Separation Science*, v. 38, n. 23, 2015.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Determination of polycyclic aromatic hydrocarbons in fractions in asphalt mixtures using liquid chromatography coupled to mass spectrometry with atmospheric pressure chemical ionization. *Journal of Separation Science*, v. 38, p. 2238-2244, 2015.
- NASCIMENTO, T. C. B. *Efeito dos envelhecimentos termo-oxidativo e foto-oxidativo sobre propriedades reológicas de ligantes asfálticos modificados*. Dissertação. USP/São Carlos. 2015.
- NCAT. *Pavement recycling guidelines for state and local governments – Participant’s Reference Book*. FHWA. 1997.
- \_\_\_\_\_. <http://www.eng.auburn.edu/research/centers/ncat/newsroom/2017-spring/delta-tc.html>. *The delta Tc parameter: What is it and how do we use it?* 2019.
- NCHRP. RR 709. *Investigation of short-term laboratory aging of neat and modified asphalt binders*. TRB. 2012.
- \_\_\_\_\_. RR 916. *Sustainable highway construction guidebook*. 2019.
- \_\_\_\_\_. RR 837. *Performance-related specifications for emulsified asphaltic binders used in preservation surface treatments*. TRB. 2017.
- \_\_\_\_\_. RR 863. *Material properties of cold in-place recycled and full-depth reclamation asphalt concrete*. TRB. 2017.
- \_\_\_\_\_. RR 890. *Using recycled asphalt shingles with warm mix asphalt technologies*. TRB. 2018.
- \_\_\_\_\_. RR 927. *Evaluating the effects of recycling agents on asphalt mixtures with high RAS and RAP binder ratios*. TRB. 2020.
- NEGRÃO, D. P. *Estudo de asfaltos modificados por polímeros do tipo RET para aplicações em pavimentos*. 2006. 160p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da USP. São Paulo.
- NEVES FILHO, C. L. D. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas SMA produzidas por ligante asfalto-borracha*. Dissertação. USP/São Carlos. 2004.
- NIOSH. *Best practice engineering control guidelines to control worker exposure to respirable crystalline silica during asphalt pavement milling*. Cincinnati, OH: U.S. Department of Health and Human Services, Centers for Disease Control and Prevention, National Institute for Occupational Safety and Health, DHHS (NIOSH) Publication n. 105, 2015.

- NOGUEIRA, R. L.; SOARES, J. B.; SOARES, S. A. Rheological evaluation of cotton seed oil fatty amides as a rejuvenating agent for RAP oxidized asphalts. *Construction and Building Materials*, v. 223, p. 1145-1153, 2019.
- NUNES, L. C. *Fadiga de misturas asfálticas descontínuas com asfalto borracha de 4ª geração*. Dissertação. UnB. 2017.
- NUÑEZ, J. Y. M. *Caracterização à fadiga de ligantes asfálticos modificados envelhecidos a curto e longo prazo*. Dissertação de Mestrado. EESC/USP, São Carlos. 2013.
- ODA, S. *Análise da viabilidade técnica da utilização do ligante asfalto-borracha em obras de pavimentação*. 2000. 251f. Tese. USP, São Carlos. 2000.
- OLIVEIRA, A. H.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; SOARES, S. A. *Evaluation of the Cashew Nut Shell Liquid (CNSL) antioxidant characteristics for asphaltic materials using different aging procedures*. In: 6. Eurasphalt & Eurobitume Congress, 2016, Praga/República Checa.
- OLIVEIRA, J. et al. *Caracterização de misturas asfálticas com utilização de ligante asfáltico modificado com SBS e com líquido da castanha-do-caju (LCC)*. In: 40. Reunião Anual de Pavimentação – RAPv. ABPv, Rio de Janeiro. 2010. v. único.
- OLIVEIRA, J. A. *Avaliação do desempenho de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e em campo*. Dissertação. UFC. 2013.
- OLIVEIRA, J. R. M. et al. Effect of different production conditions on the quality of hot recycled asphalt mixtures. *Procedia – Social and Behavior Sciences*, v. 53, n. 3, p. 266-275, 2012.
- OLIVEIRA, R. B. *Estudo sobre o efeito do CCbit-113ad no comportamento mecânico de misturas asfálticas*. Dissertação. UFSE. 2014.
- ONOFRE, F. C. *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos, enfatizando a resistência à deformação permanente*. Dissertação. UFC. 2012.
- \_\_\_\_\_ et al. Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas. *Transportes*, v. 21, n. 3, p. 14-21, 2013.
- OSMARI, P. H. *Caracterização química, reológica e de morfologia superficial de ligantes asfálticos modificados por diferentes agentes rejuvenescedores*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2016.
- \_\_\_\_\_ et al. Chemical, microstructural, and rheological characterizations of binders to evaluate aging and rejuvenation. *Transportation Research Record*, n. 2632, p. 14-24, 2017.
- OTTO, G. G. *Misturas asfálticas mornas: verificação da fadiga e do módulo complexo*. Dissertação. UFSC. 2009.
- OZAWA, T. *Bull. Chem. Soc. Jpn.*, n. 38, p. 1881, 1965.
- PAGLIOSA, C. *Determinação experimental de propriedades viscoelásticas de material polimérico*. Dissertação. UFSC. 2004.
- PAMPLONA, T. F. et al. Propriedades reológicas sob altas temperaturas de ligantes asfálticos de diferentes fontes modificados com ácido polifosfórico. *Transportes*, v. 20, n. 4, p. 5-11, 2012.
- \_\_\_\_\_ et al. Asphalt binders modified by SBS and SBS/nanoclays: effect on rheological properties. *Journal of the Brazilian Chemical Society (impresso)*, v. 23, p. 639-647, 2012.

- \_\_\_\_\_. *Efeito da adição de ácido polifosfórico em ligantes asfálticos de diferentes fontes*. 2013. 217p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, da USP (EESC/USP). São Carlos. 2013.
- PANIZ, E. *Extração de hidrocarbonetos policíclicos aromáticos em diferentes temperaturas de 12 ligantes asfálticos comercializados no Brasil*. Trabalho de conclusão de curso. UFSM. 2015.
- PATRIOTA, M. B. *Análise laboratorial de concreto betuminoso usinado a quente modificado com adição de borracha reciclada de pneus – processo seco*. Dissertação. UFPE. 2004.
- PAULI, A. T. et al. *Atomic force microscopy investigation of SHRP asphalts*. In: Symposium on Heavy Oil and Residual Compatibility and Stability, p. 110-114, San Diego, Califórnia, 2001.
- PAZOS, A. G. *Efeitos de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2015.
- PENZ, G. *Propriedades mecânicas de misturas asfálticas mornas com adição de zeólitas sintetizadas*. Trabalho de conclusão de curso. UFRGS. 2010.
- PERALTA, J.; HILLIOU, L.; SILVA, H. M. R. D. Rheological changes in the bitumen caused by heating and interaction with rubber during asphalt-rubber production. *Reol. Acta*, n. 53, p. 143-157, 2014. doi: 10.1007/s00397-013-0748-9
- PEREIRA NETTO, A. D. et al. *Avaliação da contaminação humana por hidrocarbonetos policíclicos aromáticos (HPAs) e seus derivados nitratos (NHPAs): uma revisão metodológica*. *Química Nova*, v. 23, n. 6, 2000.
- PILATI, F. *Análise dos efeitos da borracha moída de pneus e do resíduo de óleo de xisto sobre algumas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas*. Dissertação. USP/São Carlos. 2008.
- PINHEIRO, J. H. M. *Incorporação de borracha moída de pneus em misturas asfálticas de diferentes granulometrias (processos úmido e seco)*. Dissertação. UFC. 2004.
- \_\_\_\_\_; SOARES, J. B. Realização e acompanhamento de dois trechos experimentais com asfalto-borracha no estado do Ceará. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 18., 2004, Florianópolis. *Anais...* Florianópolis: Anpet, 2004. v. 1, p. 1-10.
- PINHEIRO, L. S. et al. Polycyclic aromatic hydrocarbons from asphalt binder: extraction and characterization. *Journal of the Brazilian Chemical Society*, v. 20, p. 222-228, 2009.
- PINTO, E. P.; RAMOS, G. Q.; FONSECA FILHO, H. D. O microscópio de força atômica (AFM): importante ferramenta no estudo da morfologia de superfícies na escala nanométrica. *Estação Científica* (Unifap), Macapá, jul.-dez, v. 3, n. 2, p. 41-50, 2013.
- PINTO, I. E. *Estudo das características físicas e mecânicas de misturas recicladas com espuma de asfalto*. 2002. 209f. Dissertação (Mestrado). USP, São Paulo, 2002.
- PINTO, S. *Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos*. 1991. 478f. Tese (Doutorado) – Coppe/UFRJ. 1991.
- \_\_\_\_\_; GUARÇONI, D.; CHEQUER, C. J. *Pesquisa de asfaltos modificados por polímeros*. DNER – Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, 1998.
- \_\_\_\_\_; PREUSSLER, E.; FARAH, H. *Características elásticas de concretos asfálticos com látex*. In: Congresso Latino-americano de Asfalto, 2., 1983, Mar Del Plata, Argentina. *Anais...* 1983.

- PIZZORNO, B. S. *Efeito do solvente e da temperatura na morfologia superficial do cimento asfáltico de petróleo*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2010.
- PLANCHE, J. P. *Insights into binder chemistry, microstructure, properties relationships*. Usage in the real world. ISAP 2014. Westerner Research Institute. WRI. 2014.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Solvent effect on the morphology of the bee - structure observed by atomic force microscopy on bitumen sample. *Materials Research*, v. 17, p. 1157-1161, 2014.
- PORTUGAL, A. C. X. *Avaliação reológica de cimentos asfálticos de petróleo modificados com óleo de soja e de milho*. Dissertação. UFCG. 2016.
- POSSEBON, E, P. *et al.* PAHs emissions by 12 Brazilian bitumen's: procedure and results. *Road Materials and Pavement Design*, v. 20, n. 6, p. 1481-1499, 2019. doi: 10.1080/14680629.2018.1447502
- PREGO, A. S. S. *A memória da pavimentação no Brasil*. Rio de Janeiro: ABPv, 1999.
- QUEIROZ, B. O. *Avaliação do desempenho de misturas asfálticas porosas modificadas com politereftalato de etileno (PET)*. 2016. 126f. Dissertação. UFPB. 2016.
- QUINTERO, L. C. N. *Fracionamento e análise de asfaltenos extraídos de petróleos brasileiros*. Tese doutorado. Escola de Química. UFRJ. 2009.
- RAMOS, C. R.; GUARÇONI, D.; GUERREIRO, F. *Curso de ligantes asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP, 1995.
- \_\_\_\_\_; SALATHÉ, J. E.; MARTINHO, F. G. *Processo de modificação de cimento asfáltico de petróleo com polímeros*. PI 9300610-1 Brasil de 17 fev. 93. Coperbo.
- RAUL, C. M. *Avaliação a nível de ligantes da aplicabilidade de material fresado na execução de mistura asfáltica antirreflexão de trincas*. Dissertação. USP. 2019.
- RDT CONCEPA/ANTT. *Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas recicladas a quente*. Relatório final. 2017.
- REBELO, L. M. *et al.* Aging of asphaltic binders investigated with atomic force microscopy. *Fuel*, v. 117, p. 15-25, 2014.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Micromorphology and micro rheology of modified bitumen by atomic force microscopy. *Road Materials and Pavement Design*, v. único, p. 1-12, 2014.
- RHODE, L.; CERATTI, J. A. P.; TREICHEL, D. *Estudo laboratorial de misturas asfálticas "mornas"*. In: 39. Reunião Anual de Pavimentação e 13. Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, ABPv, 2008.
- RIBAS, J. *Avaliação de desempenho de um trecho experimental de pavimento flexível construído com asfalto borracha na BR-285/RS*. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí-RS, 2010.
- RIBEIRO, E. A. *et al.* *Evaluation of moisture damage in asphalt containing cashew nut shell liquid (CNSL) modified bitumen*. In: 5. Eurasphalt & Eurobitumen Congress, 2012, Istanbul.
- RIVOIRE JR., L. *Avaliação de misturas mornas com emprego do simulador de tráfego linear*. Tese. UFRGS. 2014.
- \_\_\_\_\_. *et al.* *Produção e execução de misturas asfálticas em temperaturas intermediárias (asfalto morno) com utilização de zeólitas naturais*. Warm mix asphalt. In: XVI CILA, Congresso Ibero-Latino-americano do Asfalto. Rio de Janeiro, Brasil, 2011.

- ROCHA SEGUNDO, I. *et al.* *Avaliação das propriedades físicas e reológicas de ligante asfáltico modificado por nano-TiO<sub>2</sub> após envelhecimento*. In: 9. Congresso Rodoviário Português. 2019.
- RODRIGUES, F. O. *Propriedades reológicas do ligante asfáltico modificado por SBS e efeitos da adição do líquido da castanha-do-caju (LCC)*. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). UFC.
- RODRIGUES, Y. O. *et al.* Performance of warm mix asphalt containing Moringa oleifera lam seeds oil: rheological and mechanical properties. *Construction and Building Materials*, v. 154, p. 137-143, 2017.
- ROQUE, R. *et al.* *Evaluation of hybrid binder use in surface mixtures in Florida*. Florida University. 2009.
- ROSSATO, F. P. *Avaliação do fenômeno de fadiga e das propriedades elásticas de misturas asfálticas com diferentes ligantes em variadas temperaturas*. Dissertação. UFSM. 2015.
- ROWE, G. M. *Vialit cohesion and cracking performance*. In: 6. Eurasphalt & Eurobitume Congress. doi: dx.doi.org/10.14311/EE.2016.216. 2016.
- \_\_\_\_\_. Cohesion, fracture and bond – understanding the data from the Vialit cohesion pendulum test and other fracture tests from an analysis of rheological properties. *The International Journal of Pavement Engineering and Asphalt Technology (PEAT)*, ISSN 1464-8164. v: 15, Issue: 1, May 2014, p. 20-37. doi: 10.2478/ijpeat-2013-0006.
- RUWER, P. *et al.* *Aplicação de concreto asfáltico com borracha no trecho Guaíba-Camaquã da rodovia BR-116/RS*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 33., 2001, Florianópolis. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2001.
- SABITA – SOUTHERN AFRICAN BITUMEN ASSOCIATION. *Manual 32: Best practice guideline for warm mix asphalt*. South Africa. 2011.
- SALES, P. M. *Avaliação das características físicas e mecânicas de misturas asfálticas modificadas com adição do CCBit*. 2015. 90p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). UFCG. Campina Grande, Paraíba, PB.
- SANTOS, C. R. *et al.* *Estudo comparativo para avaliação do comportamento à fadiga de misturas asfálticas elaboradas com CAP TLA e convencionais*. In: IV Sinappre. 2009.
- SANTOS, F. B.; FAXINA, A. L.; SOARES, S. A. Effect of soy-based asphalt rejuvenators on asphalt binders of different performance grades. *Journal of Transportation Engineering Part B Pavements*, v. 147, p. 04020090, 2021.
- SANTOS, K. P. *et al.* Estudo da incorporação de argilas montmorilonitas em cimentos asfálticos de petróleo. *Revista Matéria*, p. 501-513, 2015.
- SCHUSTER, S. L. *Estudo da influência de areia natural nas propriedades mecânicas de uma mistura asfáltica*. Trabalho de conclusão de curso. UFSM. 2016.
- SEGUNDO, I. R. *et al.* *Avaliação das propriedades físicas e reológicas de ligante asfáltico modificado por nano-TiO<sub>2</sub> após envelhecimento*. In: 9. Congresso Rodoviário Português. Lisboa, 2019. v. único.
- SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. Cambridge, 2015.
- SHRP – STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *HP - GPC and asphalt characterization literature review*. SHRP-A/UIR-91-503. 1991. 130p.

- SILVA, G. G. da. *Estudos reológicos de aditivos utilizados na fabricação de misturas mornas*. Dissertação. UFCG. 2016.
- SILVA, H. R. D.; OLIVEIRA, J. R. M.; FERREIRA, C. *Avaliação do desempenho de misturas betuminosas a várias temperaturas*. In: XV CILA, Congresso Ibero Latino-americano do Asfalto, Portugal, 2009.
- SILVA, J. P. S. *Avaliação dos efeitos de produtos rejuvenescedores em misturas asfálticas*. 2011. Tese de D. Sc., ENC/UnB, Brasília, DF, Brasil.
- \_\_\_\_\_; FARIAS, M. M. Avaliação química e ambiental de misturas asfálticas rejuvenescidas. *Revista Matéria*, v. 23, n. 3, 2018.
- SILVA, L. et al. *Camada desgaste com incorporação de borracha por via seca – análise comparativa face a soluções convencionais de tratamento da evolução de propagação de fendas*. In: Congresso Rodoviário Português. CRP. 2019.
- SILVA, P. B. *Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S*. 2005. 132f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2005.
- SILVA, S. L. *Contribuição ao estudo do envelhecimento de ligantes asfálticos: influência da adição de polímeros e comportamento frente à radiação UV*. Tese. UFRGS. 2005.
- SILVEIRA, G. D. et al. A liquid chromatography-atmospheric pressure photoionization tandem mass spectrometric method for the determination of organosulfur compounds in petroleum asphalt cements. *J. Chromatography*, n. 1457, p. 29-40, 2016. doi: 10.1016/j.chroma.2016.06.003.
- SOARES, J. B.; MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. M. *Quatro anos de observação da pista experimental do Ceará*. In: XIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte – Anpet, v. 1, p. 263-272, São Carlos, 1999.
- SOARES, S. A. et al. *Evaluation of carnauba wax in warm mix asphalt technology*. *International Journal of Civil & Environmental Engineering*, v. 15, p. 1, 2015.
- \_\_\_\_\_; LUCENA, M. C. C.; SOARES, J. B. Characterization and thermal behavior of polymer-modified asphalt. *Materials Research-Ibero-american Journal of Materials*, Brasil, v. 7, n. 4, p. 529-534, 2004.
- SOBREIRO, F. P. *Efeito da adição de ácidos fosfóricos no comportamento reológico de ligantes asfálticos puros e modificados com copolímeros SBS*. Tese. USP/São Carlos. 2014.
- SOUSA FILHO, A. C. *Produção de misturas asfálticas mornas pela inserção de zeólitas*. 2006. Dissertação. UFC, Fortaleza, 2006.
- SOUZA, L. J. S. *Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas com cimento asfáltico de petróleo modificado com óleo de mamona*. 2012. 106p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). UFCG. Campina Grande, Paraíba, PB.
- SPECHT, L. P. *Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus*. 2004. 279f. Tese. UFRGS. 2004.
- \_\_\_\_\_. et al. *Utilização de material fresado como camada de pavimento: estudo laboratorial e aplicação em campo*. In: 42. RAPv: Reunião Anual de Pavimentação. ABPv. 2015.
- \_\_\_\_\_; CERATTI, J. A. P. Asfalto borracha e borracha agregado: possibilidades de utilização de borracha reciclada em misturas asfálticas. *Revista Estradas*, DAER, n. 4, p. 10-26, 2003.



- \_\_\_\_\_. *et al. Estudo laboratorial da adesividade de misturas asfálticas preparadas com ligante convencional e modificado considerando o teor de fíler e a forma do agregado. In: 37. Reunião Anual de Pavimentação. 2006.*
- \_\_\_\_\_. *et al. Utilização de material fresado como camada de pavimento: estudo laboratorial e aplicação em campo. In: 42. RAPv, Reunião Anual de Pavimentação. ABPv. 2013.*
- SUZUKI, C. Y. *et al. Avaliação estrutural de trecho experimental urbano de pavimento asfáltico reciclado a frio. In: 35. Reunião Anual de Pavimentação. ABPv, 2004.*
- SUZUKI, K. Y. *Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado. Dissertação. USP. 2019.*
- TAKAHASHI, M. M. *Avaliação do envelhecimento e rejuvenescimento de ligantes asfálticos. 2020. Dissertação. USP.*
- TEIXEIRA, A. H.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; SOARES, S. A. *Avaliação do potencial do líquido da castanha-de-caju (LCC) como retardante de envelhecimento para materiais asfálticos. In: XXVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2013.*
- THIVES, L. P. *et al. Consideração da propagação de trincas em camadas de reforço com misturas com asfalto-borracha. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, Fortaleza/CE, 2009.*
- \_\_\_\_\_. *Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos. Tese. UFSC e Universidade do Porto (Portugal).*
- TOMÉ, L. G. A. *Efeito da adição de nano-argilas e nano-compósitos argila/SBS no desempenho de ligantes asfálticos. (Doutorado em Engenharia Química) – UFC. 2014.*
- \_\_\_\_\_. *et al. Avaliação do envelhecimento oxidativo e estudo reológico de ligantes asfálticos modificados por Elvaloy. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço – ABPv, 2009.*
- TONIAL, I.A. *Influência do envelhecimento do revestimento asfáltico na vida de fadiga de pavimentos. 2001. 244f. Dissertação. Coppe/UFRJ, 2001.*
- \_\_\_\_\_.; BASTOS, A. C. R. *Rotas de produção de asfalto. Relatório Interno Petrobras, 1995.*
- \_\_\_\_\_. *et al. Envelhecimento de ligantes asfálticos observado em trechos experimentais comparado ao modelo de previsão. In: XV Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes Anpet, 2001.*
- \_\_\_\_\_.; LEITE, L. F. M.; CONSTANTINO, R. *Agente de reciclagem a quente a partir de óleo de xisto. In: 9. Congresso Ibero Latino-americano de Asfalto, 1997.*
- TRICHÊS, G.; SANTOS, A. *Avaliação do desempenho da reciclagem do pavimento da rodovia SC 303. In: 7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões, 2011.*
- \_\_\_\_\_.; LORENA, M.; SANTOS, A. *Reciclagem de pavimento com adição de cimento: estudo do desempenho da rodovia SC 303, trecho BR 282 – Capinzal (SC). In: 40. RAPv: Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, 2010.*
- UCHOA, A. F. J. *et al. Bio-based palm oil as an additive for asphalt binder: Chemical characterization and rheological properties. Construction and Building Materials, v. 285, p. 122883, 2021.*

- UFRGS – UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. *Relatório final – Ingevity/Evo-therm®: desempenho das misturas asfálticas mornas utilizando a tecnologia Evotherm com e sem o uso do compactador giratório*. Porto Alegre, RS, 2015.
- UL HAQ, A. N. *et al.* Carbon nanotubes and their use for asphalt binder modification: a review. *Emerging Materials Research*. <https://doi.org/10.1680/iemmr.1800115>. 2020.
- VASCONCELOS, K. L.; SOARES, J. B. *Projeto de misturas de concreto betuminoso reciclado a quente com diferentes teores de material fresado*. In: XII CILA, Congresso Ibero Latino-americano de Asfalto. 2003.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Influência do percentual de fresado e do envelhecimento de curto prazo na dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente*. In: XVIII Anpet, 2004.
- VYSOTSKAYA, M.; SHEKHOVTSOVA, S. *Nanotubes as a modifier Polymer modified binder and asphalt concrete*. In: International Conference on Structural Mechanical and Materials Engineering (ICSMME, 2015).
- YEN, T. F. *Asphaltene/resin plus oil interconversion: an investigation into colloidal model of asphaltenes*. In: Workshop the Chemical Components and Structure of Asphaltic Materials. Rome, Italy. Proceedings. 1991.
- YIN, F.; MORAES, R. *Storage stability testing of asphalt binders containing recycled polyethylene materials*. NCAT. 2018.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Performance evaluation and chemical characterization of asphalt binders and mixture containing recycled polyethylene*. 2020.
- YOU, Z. Nanomaterials in asphalt pavements. *International Journal of Pavement Research and Technology*, v. 6, n. 3, May 2013. ISSN 1997-1400. doi: 10.6135/ijprt.org.tw/2013.6(3).iv.
- WANG, D. *et al.* Laboratory investigation of lignocellulosic biomass as performance improver for bituminous materials. 2019. *Polymers*, 2019, 11, 1253. doi.org: 10.3390/polym.11081253. [www.mdpi.com/journal/polymers](http://www.mdpi.com/journal/polymers).
- WARGHA FILHO, N. *Avaliação da influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação no comportamento mecânico de misturas asfálticas*. Dissertação. UFC. 2013.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação no comportamento mecânico de misturas asfálticas*. In: XXVIII Anpet, 2014.
- WHITE, G. State of the art: asphalt for airport pavement surfacing. *International Journal of Pavement Research and Technology*, v. 11, n. 1, p. 77-98. June 2017. doi:10.1016/j.ijprt.2017.07.008 CC BY-NC-ND 4.0.
- \_\_\_\_\_; EMBLETON, K. *Validation of a new generation bitumen for airport asphalt*. August 2017. In: 17. Aapa International Flexible Pavements Conference at: Melbourne, Australia.
- XIE, J. *et al.* Investigation on preparation process and storage stability of modified asphalt binder by grafting activated crumb rubber. *Materials*, 2019, 12, 2014; doi: 10.3390/ma12122014. [www.mdpi.com/journal/materials](http://www.mdpi.com/journal/materials).
- ZOU, X. *et al.* Evaluation and analysis of variance of storage stability of asphalt binder modified by nanotitanium dioxide. 2017. *Advances in Materials Science and Engineering*, v. 2017. Article ID 6319697. <https://doi.org/10.1155/2017.6319697>. HINDAWI.
- ZUBARAN., M. *Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e usina de asfalto*. Dissertação. Coppe/UFRJ. 2014.

### 3.1 INTRODUÇÃO

Agregado é um termo genérico para os materiais que estão nas dimensões da fração areia, dos pedregulhos, e maiores dimensões, decorrentes da britagem de rochas minerais ou de cascalheiras de ocorrência natural. Podem ser classificados pela origem como naturais ou artificiais. Os primeiros são aqueles utilizados como se encontram na natureza, como os pedregulhos, os seixos rolados de rio ou de depósitos, as areias etc. Entre os de origem natural tem-se ainda os que passam por algum processo de cominuição, como os agregados obtidos de rochas naturais. Os artificiais são provenientes de processos de aglomeração de outros materiais, ou mesmo advindos de fontes de resíduos de outros processos. Entre fontes de resíduos, tem-se os agregados artificiais como as escórias de aciaria, os reciclados de resíduos de construção e demolição de obras civis, os provenientes de processos de fresagem de pavimentos asfálticos etc. Ainda dentro dos artificiais, tem-se os agregados de argila calcinada, por exemplo (DNIT, 2006; LEITE *et al.*, 2021).

Os agregados são utilizados nas diversas camadas constituintes dos pavimentos, na forma de misturas ou associações compostas de diferentes frações de ou ainda de associações com ligantes hidráulicos ou asfálticos. As britas graduadas (DNIT 141/2010 – ES) e os macadames hidráulicos (DNIT 152/2010-ES), ou macadames a seco (DAER ES-P 07/91) utilizados em camadas de bases e/ou sub-bases de pavimentos, são exemplos dessas misturas ou associações. Os revestimentos asfálticos constituem-se de associações de ligantes asfálticos, de agregados, finos (passante na peneira nº 200 de abertura 0,075 mm) e, em alguns casos, de produtos ou aditivos complementares. Essas associações ou misturas, quando executadas e aplicadas apropriadamente, devem originar estruturas duráveis na vida de serviço de um pavimento. Para que isso ocorra, deve-se conhecer e selecionar as propriedades que os agregados devem apresentar. Neste capítulo são mostrados os conceitos básicos sobre agregados para que o engenheiro possa fazer uma escolha apropriada.

Para conhecer o desempenho potencial dos agregados, é importante considerar como são formados e os processos pelos quais passaram. Antes de serem utilizados em um revestimento asfáltico ou em qualquer outra camada, é importante lembrar que as rochas britadas já existem há milhões de anos (tempo geológico) quando estas são a fonte dos agregados. Uma vez associados com ligantes asfálticos, como parte de uma estrutura de pavimento, ou mesmo misturados com outros materiais, seu desempenho deve ser considerado em termos de tempo em engenharia, que em obras de pavimentação é medido em anos ou décadas.

Os ensaios de laboratório e a experiência prática devem indicar como uma rocha, que existe há milhões de anos, irá se comportar no estado de agregado durante sua vida de projeto em um pavimento. Esse é o objetivo dos ensaios de desempenho.

O agregado escolhido para uma determinada utilização deve apresentar propriedades de modo a suportar tensões impostas na superfície do pavimento e também em seu interior. O desempenho das partículas de agregado depende da maneira como são produzidas, mantidas

unidas e das condições sob as quais vão atuar. A escolha é feita em laboratório onde uma série de ensaios é utilizada para a predição do seu comportamento posterior quando em serviço.

## 3.2 CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS

O nível de desempenho em serviço de um determinado agregado depende também das propriedades geológicas da rocha de origem. São importantes, portanto, informações sobre o tipo de rocha ou processo de formação, sua composição mineralógica, sua composição química, sua granulagem, seu grau de alteração, sua tendência à degradação, abrasão ou fratura sob tráfego e o potencial de adesão do ligante asfáltico em sua superfície.

A variedade de agregados passíveis de utilização em pavimentos asfálticos é muito grande. Contudo, cada utilização em particular requer agregados com características específicas e isso inviabiliza muitas fontes potenciais.

Os agregados utilizados em pavimentação podem ser classificados em quatro grandes grupos, segundo sua (i) natureza, (ii) tamanho, (iii) distribuição dos grãos, (iv) forma e outras propriedades importantes.

### 3.2.1 Quanto à natureza

Quanto à natureza, os agregados são classificados em: natural, artificial e reciclado.

**Natural** – inclui todas as fontes de ocorrência natural e são obtidos por processos convencionais de desmonte, escavação e dragagem em depósitos continentais, marinhos, estuários e rios. São exemplos os pedregulhos, as britas, os seixos, as areias etc. Ou seja, os agregados naturais podem ser empregados em pavimentação na forma e tamanho como se encontram na natureza, ou podem ainda passar por processamentos como a britagem.

Os agregados necessitam muitas vezes de uma operação de aperfeiçoamento para sua utilização, como a pedra britada e o pó de pedra. Daí as definições a seguir serem consideradas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) em seu *Manual de pavimentação* (DNIT, 2006).

**Pedra afeiçãoada:** é a pedra bruta trabalhada para determinados fins específicos, como: paralelepípedos, meios-fios etc.

**Pedra marroada:** é a pedra bruta fragmentada por meio de marrão e com dimensões tais que possa ser manuseada.

**Pedra não marroada:** é uma porção de rocha não trabalhada, ou seja, rocha bruta.

**Brita:** é o material resultante da britagem de pedra, escória de alto-forno etc.

**Brita classificada ou graduada:** é a brita obedecendo a determinados limites de diâmetro. Às vezes, para fins práticos, essa brita é numerada de acordo com o seu diâmetro máximo.

**Brita corrida:** é o resultante da britagem, sem haver qualquer processo de separação granulométrica.

**Pedrisco:** é o material proveniente de britagem da pedra e com diâmetro compreendido entre 6,4 e 2,0 mm.

**Pó de pedra:** é o produto da britagem, com diâmetro das partículas menores que 2,0 mm.

Os agregados britados provenientes de rochas naturais pertencem a um de três tipos principais, que são ígneos, sedimentares ou metamórficos. São encontrados ainda agregados na forma natural, que são as areias e cascalhos:

- rochas ígneas são aquelas que se solidificaram de um estado líquido e apresentam composição química, granulação, textura e modos de ocorrência muito variáveis. Alguns tipos são resultantes de esfriamento lento de grandes massas no interior da crosta terrestre, resultando, por exemplo, em granitos e dioritos de granulação grossa. Outros tipos são extrusivos, provenientes de fluxos de lava para a superfície da Terra, resultando em rochas de granulação fina, como os basaltos;
- rochas sedimentares são tipicamente formadas pelo intemperismo e erosão de rochas preexistentes, e seu resultado transportado pela ação da água, vento ou gelo. São caracterizadas por camadas estratificadas, originadas pelos processos de deposição. Elas podem ser formadas também por precipitação química de minerais dissolvidos em água, como é o caso do calcário;
- rochas metamórficas ocorrem como resultado de alteração por aquecimento, pressão ou atividade química de rochas ígneas ou sedimentares existentes e compõem um grupo bastante complexo de rochas;
- areias e cascalhos são agregados naturais, provenientes das rochas de que são originários e dos processos de transporte sofridos antes da deposição.

Os agregados naturais são compostos por diferentes minerais, com composições variáveis. Mesmo com agregados de mineralogia uniforme, as suas propriedades podem ser alteradas pela oxidação, hidratação, lixiviação ou intemperismo. Entretanto, a mineralogia não pode produzir sozinha uma base para prever o comportamento de um agregado em serviço. Exames petrográficos são úteis, e o desempenho de agregados similares em obras existentes, sob condições ambientais e de carregamento semelhantes, ajuda na avaliação dos agregados.

O quartzo e o feldspato são minerais duros e resistentes ao polimento e são normalmente encontrados em rochas ígneas, tais como granito e granito-gnaiss. Por outro lado, a calcita e a dolomita que ocorrem no calcário são exemplos de minerais macios. O calcário tem uma alta porcentagem de materiais macios que tendem ao polimento mais rapidamente do que a maioria dos outros tipos de agregados.

A instrução de ensaio do DNER-IE 006/94 pode fornecer uma indicação da presença de minerais que podem dar às rochas uma tendência maior ou menor ao polimento quando usadas como agregados para fins rodoviários. Essa instrução de ensaio apresenta uma metodologia de análise petrográfica, tanto microscópica como macroscópica, de materiais rochosos empregados em rodovias.

A descrição microscópica deve ser feita pela análise em lâmina delgada que deverá indicar características como granulação, textura e estrutura, composição mineralógica, modos de ocorrência e minerais secundários. Também deve apontar o estado e o estágio de alteração dos minerais primários, os diferentes tipos de microfissuras e suas densidades, presença de vazios ou poros, natureza dos materiais, sílica na forma amorfa ou criptocristalina, vidros vulcânicos ricos em sílica, alumina livre, zeólitas, sulfetos e minerais argílicos do tipo expansivo.

A descrição macroscópica compreende a indicação de características gerais tais como cor, granulação, mineralogia, classificação genética sumária, textura, estruturas como foliações, vesículas, amígdalas que tendem a diminuir a resistência mecânica da rocha, grau de alteração, coerência e grau de ocorrência.

A análise petrográfica pode ser uma análise visual das partículas individuais dos agregados usando um microscópio óptico. A instrução de ensaio IE 006/1994 – DNER detalha os procedimentos para a realização desta análise a partir de lâminas especialmente preparadas. Quando julgado necessário pelo petrógrafo, a análise petrográfica pode ser suplementada por uma

difração de raios X, análise térmica diferencial, microscópio eletrônico ou análises químicas. Essas análises suplementares podem ser usadas para medir a quantidade relativa dos tipos de minerais da rocha, especialmente dos minerais secundários, os atributos físicos e químicos (tais como forma da partícula, textura superficial, dureza, características de porosidade e atividade química), e a presença de contaminantes nocivos. Análises petrográficas mais detalhadas são recomendadas, uma vez que a quantidade de informações obtida é elevada e de grande importância. Chama-se a atenção para a representatividade de uma jazida quando o número de amostras utilizado para análises petrográficas é reduzido, muitas vezes uma única amostra. Por isso é importante uma avaliação criteriosa das características gerais do maciço (cor, textura, grau de alteração, tipos litológicos), para definir o número mínimo de amostras destinadas à realização de petrografia. Estudos práticos do aproveitamento de resultados de uma análise petrográfica podem ser vistos na tabela 3.1. As informações quali e quantitativas da mineralogia secundária, normalmente argilominerais, são correlacionadas com o desempenho esperado para a rocha quando em serviço na pavimentação. Já na tabela 3.2 são apresentados os principais tipos de rochas utilizados como agregados. Um exemplo de associação da análise petrográfica de algumas pedreiras com ensaios correntes de resistência mecânica dos agregados britados pode ser visto em Trotta (2020).

**TABELA 3.1 – TEORES DE MINERAIS SECUNDÁRIOS E AS CONSEQUÊNCIAS OBSERVADAS OU ESPERADAS PARA ROCHAS UTILIZADAS EM PAVIMENTAÇÃO**

Teor de minerais secundários	Qualidade da rocha ou comportamento esperado para o material quando em serviço	Tipo litológico	Referência
< 20% 20%-35% > 35%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pequenos efeitos adversos</li> <li>• Provável algum problema</li> <li>• Provável insucesso</li> </ul>	Basalto no Oregon/USA	Scott, 1955 ( <i>apud</i> SCHNEIDER; PIRES DA ROCHA, 1968)
< 5% expansíveis ou não 5%-10% não expansíveis 5%-10% expansíveis > 10% expansíveis ou não	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Não necessários ensaios adicionais</li> <li>• Não necessários ensaios adicionais</li> <li>• Necessários ensaios adicionais</li> <li>• Necessários ensaios adicionais</li> </ul>	Basaltos no Brasil	Schneider; Pires da Rocha, 1968
< 15% < 25%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Boa qualidade para base</li> <li>• Boa qualidade para sub-base</li> </ul>	Diabásios da África do Sul	Weinert, 1964 ( <i>apud</i> WEINERT, 1968)

Fonte: Schneider *et al.*, 1968.

**TABELA 3.2 – TIPOS DE ROCHAS COMUMENTE USADOS COMO FONTE DE AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO NO PAÍS**

Denominação petrológica	Descrição
Andesito	Varietade de diorito vulcânico, de granulação fina
Basalto	Rocha básica de granulação fina, usualmente vulcânica
Conglomerado	Rocha constituída de blocos arredondados ligados por cimento natural
Diorito	Rocha plutônica intermediária, constituída de plagioclásio com hornblenda, augita ou biotita
Gabro	Rocha plutônica básica de granulação grossa, constituída de plagioclásio cálcico e piroxênio, algumas vezes com olivina
Gnaisse	Rocha riscada, produzida por condição metamórfica intensa
Granito	Rocha plutônica ácida, constituída principalmente de feldspatos alcalinos e quartzo
Calcário	Rocha sedimentar, constituída principalmente de carbonato de cálcio
Quartzito	Rocha metamórfica ou sedimentar constituída quase que totalmente por grãos de quartzo
Riolito	Rocha ácida, de granulação fina, usualmente vulcânica
Sienito	Rocha plutônica intermediária, constituída de feldspatos alcalinos com plagioclásios, hornblenda, biotita ou augita
Traquito	Varietade de sienito de granulação fina, usualmente vulcânico

Fonte: Schneider *et al.*, 1968.

As rochas ígneas são também classificadas segundo a quantidade de sílica presente, conforme a tabela 3.3. O sentido dos termos ácido e básico não corresponde ao utilizado na química, mas está relacionado à carga elétrica superficial das partículas do agregado. Os minerais nas partículas de agregados apresentam seus átomos dispostos em uma rede cristalina, onde os átomos da superfície exercem atração sobre átomos de gases, líquidos ou sólidos que com ela tenham contato, promovendo a adsorção química. Essa adsorção é o principal fator na adesividade entre o agregado e os ligantes asfálticos.

A maioria dos agregados silicosos tais como arenito, quartzo e cascalho torna-se negativamente carregada na presença de água, enquanto materiais calcários conduzem carga positiva na presença de água.

Muitos agregados contêm ambas as cargas porque são compostos de minerais tais como sílica com carga negativa e também cálcio, magnésio, alumínio ou ferro com carga positiva. Agregados típicos que apresentam essa condição incluem basaltos e calcários silicosos. A dolomita é um exemplo de caso extremo de agregado eletropositivo e o quartzito um exemplo de agregado eletronegativo.

Os agregados de rochas classificadas como ácidas costumam apresentar problemas de adesividade, enquanto os de rochas classificadas como básicas costumam apresentar melhor adesividade ao ligante asfáltico.

**TABELA 3.3 – CLASSIFICAÇÃO DE ROCHAS QUANTO AO TEOR DE SÍLICA PRESENTE**

Classificação	% Sílica	Quartzo	Exemplo
Ácida	> 65	Presente	Granito, riolito, quartzito
Neutra	52 a 65	Pouco ou inexistente	Sienito, diorito
Básica	45 a 52	Raríssimo	Basalto, gabro
Ultrabásica	< 45	Inexistente, feldspato escasso	Piroxenito

Fonte: Metso Minerals, 2005.

Em algumas regiões do país onde existe falta de material rochoso dada a elevada profundidade das ocorrências rochosas, inviabilizando sua exploração, um dos principais materiais alternativos utilizados na construção rodoviária são as concreções lateríticas, de ocorrência natural, obtidas por peneiramento para separação dos finos e, às vezes, complementados os processos por lavagem.

Conforme Guimarães e Motta (2000), denomina-se no meio rodoviário brasileiro de laterita a um solo concrecionado enriquecido com óxidos hidratados de ferro ou alumínio, tendo a caulinita como argilo-mineral predominante, com coloração vermelha, amarela, marrom ou alaranjada. Nogami e Villibor (1995) citam que as lateritas contêm também frequentemente a magnetita, a ilmenita, a hematita e, sobretudo, o quartzo; e ainda alertam para um dos problemas da laterita que é a grande variação de propriedades, o que dificulta a previsão de comportamento.

Em misturas asfálticas, empregam-se preferencialmente as lateritas lavadas, resultantes do processo de separação dos agregados graúdos desse material, maiores que 4,8 mm (AMARAL, 2004).

O processo de lavagem da laterita é semelhante ao processo de extração de areia dos rios. Em vez de se dragar o fundo do rio, draga-se um tanque onde a laterita bruta é previamente depositada por caminhões basculantes. Após ser depositada, a laterita sofre uma pré-lavagem com mangueiras de pressão e o material é em seguida dragado do fundo do tanque por tubos, sendo conduzido a um peneirador, onde a granulometria desejada é obtida.

**Artificial** – são resíduos de processos industriais, tais como a escória de alto-forno e de aciaria, ou fabricados especificamente com o objetivo de alto desempenho, como a argila calcinada (CABRAL, 2005) e a argila expandida. O tipo de agregado artificial atualmente mais utilizado em pavimentação são os vários tipos de escórias, subprodutos da indústria do aço (SCHUMACHER, 2018). Elas podem apresentar problemas de expansibilidade e heterogeneidade, requerendo tratamento adequado para utilização, ou alta resistência ao atrito.

**Reciclado** – nessa categoria estão os provenientes de reuso de materiais diversos. A reciclagem de revestimentos asfálticos existentes vem crescendo significativamente em importância (SUZUKI, 2019; UNGER FILHO, 2018). A possibilidade de utilização de agregados reciclados vem crescendo em interesse por restrições ambientais na exploração de agregados naturais e pelo desenvolvimento de técnicas de reciclagem que possibilitam a produção de materiais reciclados dentro de determinadas especificações existentes para utilização. Destaca-se também o uso crescente de resíduo de construção civil e de demolições, em regiões urbanas (SILVA, 2009) e em locais com ausência de agregados pétreos ou mesmo em áreas urbanas que possuam pedreiras, como forma de reduzir os problemas ambientais de disposição desses resíduos (FERNANDES, 2004).

### 3.2.2 Quanto ao tamanho

Os agregados são classificados quanto ao tamanho em graúdo e miúdo (DNER ME 083/98). Em misturas asfálticas é considerada uma fração adicional que é classificada quanto ao tamanho como material de enchimento ou filer (DNIT EM 367/97):

- **graúdo** – é o material com dimensões maiores do que 4,8 mm e máxima de 50 mm. São as britas, cascalhos, seixos etc.;
- **miúdo** – é o material com dimensões maiores que 0,075 mm e máxima de 4,8 mm. São as areias, o pó de pedra etc.;
- **material de enchimento (filer)** – é o material onde pelo menos 65% das partículas são menores que 0,075 mm, e.g., cal hidratada, cimento Portland etc.

Em misturas asfálticas para revestimentos, o tamanho máximo do agregado pode afetar essas misturas de várias formas. Pode tornar instáveis as misturas asfálticas com agregados de tamanho máximo excessivamente pequeno e prejudicar a trabalhabilidade e/ou provocar segregação (tendência à separação das frações mais graúdas das mais miúdas, nas pilhas, caminhões transportadores ou na pista) em misturas asfálticas com agregados de tamanho máximo excessivamente grande. A norma ASTM C 125 define o tamanho máximo do agregado em uma de duas formas:

- **tamanho máximo** – é a menor abertura de malha de peneira pela qual passam 100% das partículas da amostra de agregado. Na metodologia SHRP-Superpave o tamanho máximo do agregado é definido como a abertura de malha imediatamente maior do que a correspondente ao tamanho nominal máximo;
- **tamanho nominal máximo** – é a maior abertura de malha de peneira que retém alguma partícula de agregado, mas não mais de 10% em peso. Na metodologia SHRP-Superpave o tamanho nominal máximo é definido como a abertura de malha de peneira imediatamente maior do que a da primeira peneira a reter mais de 10% do material.



O material passante na peneira de nº 200 vem sendo designado como pó (*dust* em inglês, MOTTA; LEITE, 2000) para distingui-lo da definição do DNIT de fíler. Essa distinção está relacionada à possível incorporação de parcela dos finos no ligante em uma mistura asfáltica. Na metodologia SHRP-Superpave há inclusive limites para a relação pó/teor de ligante, como será visto no capítulo 5.

Quando a porcentagem de pó aumenta, reduzem-se os vazios do esqueleto mineral e aumenta-se a trabalhabilidade da mistura asfáltica até certo ponto. Acima de um determinado teor, o pó começa a prejudicar a trabalhabilidade bem como a estabilidade do esqueleto mineral, diminuindo os contatos entre os agregados (grãos e miúdos), alterando também a capacidade de compactação da mistura.

Se a maior parte do pó tiver partículas maiores que 0,040 mm, elas vão atuar como preenchedoras dos vazios do esqueleto mineral. As partículas menores do que 0,020 mm atuarão no ligante asfáltico, incorporando-se a este e compondo um filme de ligante, que envolverá as partículas maiores de agregado.

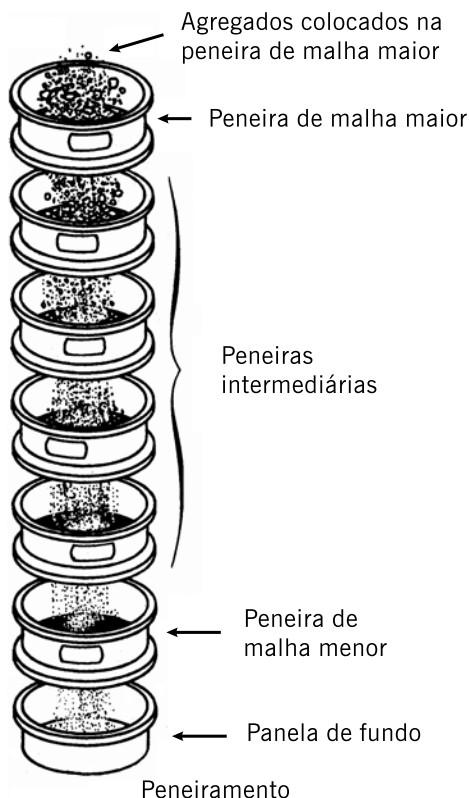
### 3.2.3 Quanto à distribuição dos grãos

A distribuição granulométrica dos agregados é uma de suas principais características e efetivamente influi no comportamento dos revestimentos asfálticos e das camadas granulares em pavimentos asfálticos.

Em misturas asfálticas a distribuição granulométrica do agregado influencia quase todas as propriedades importantes incluindo rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga e à deformação permanente, resistência ao dano por umidade induzida etc. (ver no capítulo 6).

A distribuição granulométrica dos agregados é determinada usualmente por meio de uma análise por peneiramento, podendo ser mais modernamente feita também com imagens, métodos mais usuais para caracterização de frações, forma de partículas, textura superficial, entre outros aspectos. Nessa análise, uma amostra seca de agregado é fracionada por meio de uma série de peneiras com aberturas de malha progressivamente menores, conforme ilustrado na figura 3.1. Uma vez que a massa da fração de partículas retida em cada peneira é determinada e comparada com a massa total da amostra, a distribuição é expressa como porcentagem em massa em cada tamanho de malha de peneira. A representação granulométrica mais usual em pavimentação é aquela que representa as porcentagens em massa passantes e acumuladas em função das aberturas das peneiras, ou seja, para uma determinada dimensão de abertura de peneira, a porcentagem refere-se à da massa total que passa por essa peneira.

**Figura 3.1** – Ilustração da análise por peneiramento



Fonte: Elaborada pelos autores.

De acordo com a norma DNER-ME 035/95 os tamanhos de peneiras a serem usadas na análise granulométrica são os mostrados na tabela 3.4. Porém, nem todos os tamanhos são necessariamente usados em cada especificação. Ressalta-se que, embora a referida norma não cite a peneira de abertura 12,5 mm, ela é muito usada nos projetos de misturas asfálticas. Também a de 16,0 mm é utilizada em ensaios de caracterização de agregados.

A norma DNIT 412/2019 descreve o procedimento de análise por peneiramento. Os resultados são expressos na forma de tabelas ou gráficos como indicado na figura 3.2(a). A metodologia SHRP-Superpave utiliza outra forma de apresentar a distribuição granulométrica na qual a porcentagem de agregados passante em uma certa malha de peneira está no eixo y e o tamanho da malha elevado a uma potência n (normalmente  $n = 0,45$ ) como unidade no eixo x – figura 3.2(b). Nesse caso, a distribuição granulométrica com densidade máxima aparece como uma linha reta iniciando-se em zero e desenvolvendo-se até o tamanho máximo.

**TABELA 3.4 – DIMENSÕES NOMINAIS DAS PENEIRAS SEGUNDO O DNER-ME 035/95**

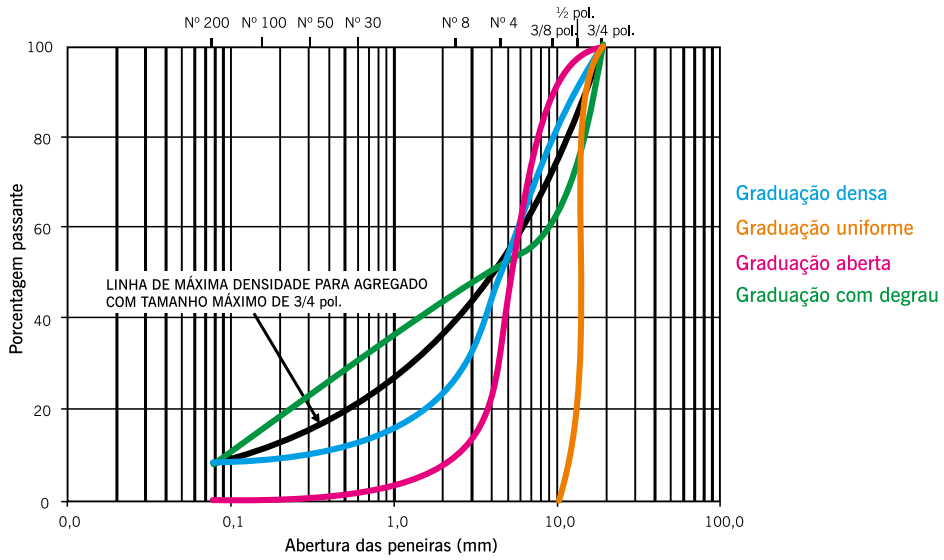
Dimensão da peneira		Abertura da peneira	
Padrão	Número	Milímetros	Polegadas
75,0 mm		75,0	3,0
50,0 mm		50,0	2,0
37,5 mm		37,5	1,5
25,0 mm		25,0	1,0
19,0 mm		19,0	0,75
9,5 mm		9,5	0,375
4,75 mm	4	4,75	0,187
2,36 mm	8	2,36	0,0937
2,00 mm	10	2,00	0,0789
1,18 mm	16	1,18	0,0469
600 $\mu\text{m}$	30	0,600	0,0234
425 $\mu\text{m}$	40	0,425	0,0168
300 $\mu\text{m}$	50	0,300	0,0117
150 $\mu\text{m}$	100	0,150	0,0059
75 $\mu\text{m}$	200	0,075	0,0029

Fonte: DNER-ME 035/95.

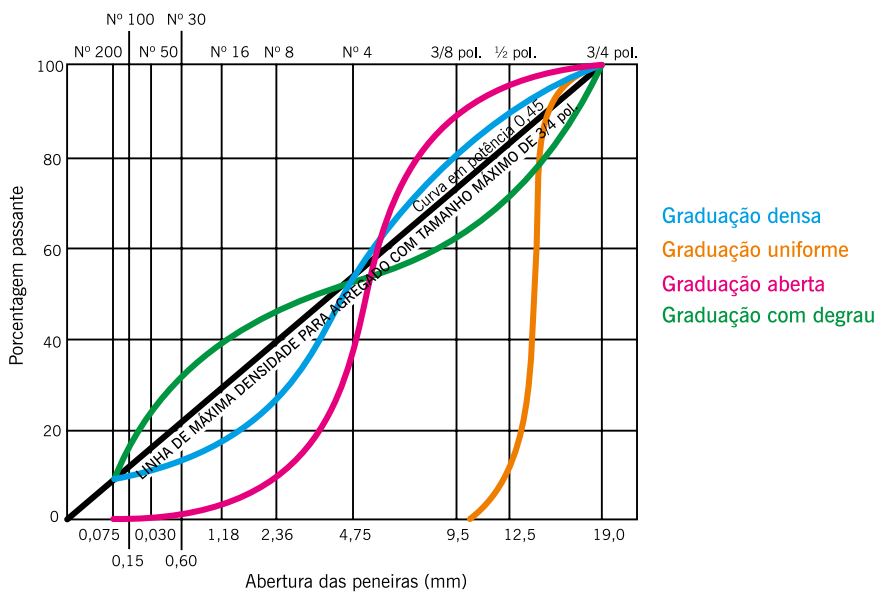
Já que a distribuição granulométrica dos agregados é uma de suas mais importantes características físicas, a subdivisão da graduação em algumas classes auxilia na distinção de tipos de misturas asfálticas, que serão abordadas no capítulo 4. A seguir são denominadas as mais importantes graduações, ilustradas na figura 3.2:

- agregado de graduação **densa** ou **bem graduada** é o que apresenta distribuição granulométrica contínua, próxima à de densidade máxima;
- agregado de graduação **aberta** é o que apresenta distribuição granulométrica contínua, mas com insuficiência de material fino (menor que 0,075 mm) para preencher os vazios entre as partículas maiores, resultando em maior volume de vazios. Nas frações de menor tamanho, a curva granulométrica é abatida e próxima de zero;
- agregado de graduação **uniforme** é aquele que apresenta a maioria de suas partículas com tamanhos em uma faixa bastante estreita. A curva granulométrica é bastante íngreme;
- agregado com graduação com degrau ou **descontínua** é aquele que apresenta pequena porcentagem de agregados com tamanhos intermediários, formando um patamar na curva granulométrica correspondente às frações intermediárias. São agregados que devem ser adequadamente trabalhados quando em misturas asfálticas, pois são muito sensíveis à segregação.

**Figura 3.2 – Graduações típicas de agregados**



**(a) Representação convencional de curvas granulométricas**



**(b) Representação de curvas granulométricas pelo SHRP-Superpave**

Fonte: Elaborada pelos autores.

Em função de seu preparo, algumas frações de agregados obtidos por britagem recebem denominações específicas, regionais, na prática da pavimentação, tais como: brita corrida, pedrisco, granilha etc.

### 3.3 PRODUÇÃO DE AGREGADOS BRITADOS

As características físicas dos agregados como resistência, abrasão e dureza são determinadas pela rocha de origem. Entretanto, o processo de desmonte e de produção nas pedreiras pode afetar significativamente a qualidade dos agregados, pela eliminação das camadas mais fracas da rocha e pelo efeito da britagem na forma da partícula e na graduação do agregado (MARQUES, 2001).

Normalmente nas pedreiras existem camadas de solo e de rocha alteradas sobrejacentes que devem ser removidas antes que a rocha sã seja encontrada. Essa parte superficial e não aproveitável na produção de britas é designada como “estéril”.

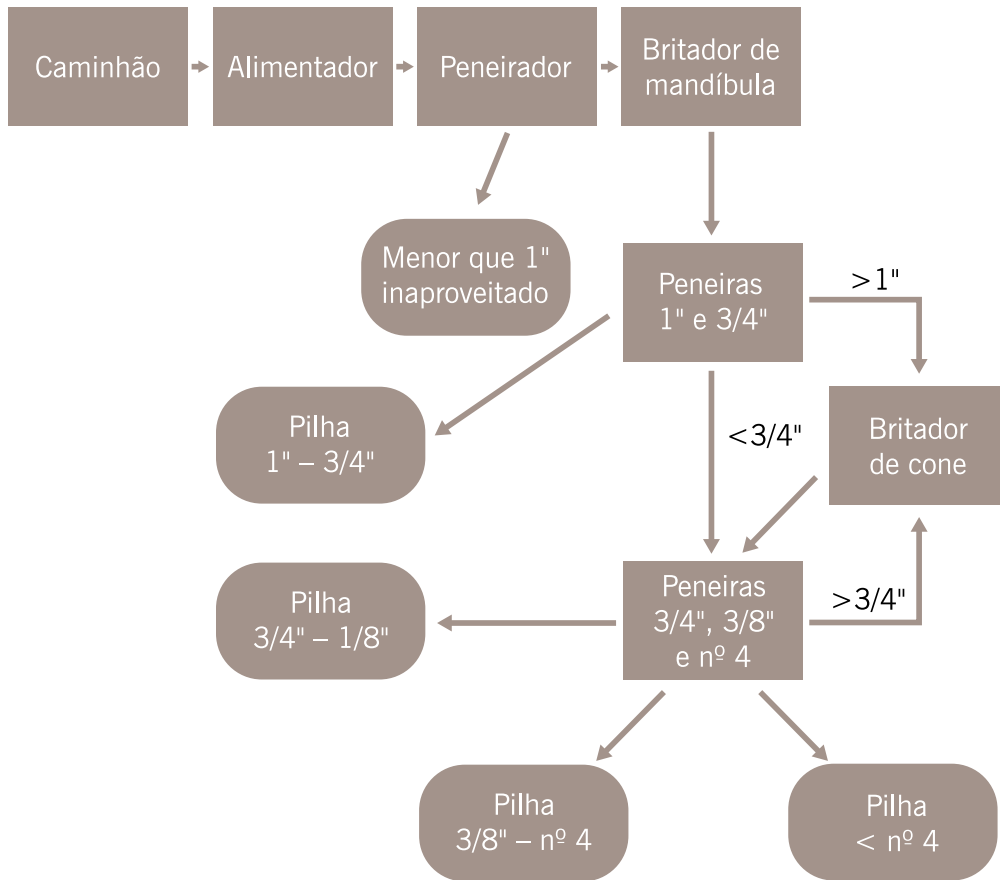
#### 3.3.1 Operação de britagem

O propósito básico da exploração de uma pedreira é o desmonte da rocha sã por meio de explosivos e, utilizando uma série de britadores e outras unidades, reduzir o material de modo a produzir os agregados utilizáveis na execução de um pavimento. Também é desejável produzir agregado britado que tenha formato cúbico e não achatado ou alongado. Segundo Roberts *et al.* (1996) as unidades de britagem são escolhidas para atender aos seguintes objetivos:

- reduzir os tamanhos dos blocos de rocha;
- produzir formas e tamanhos desejados de agregados;
- ter capacidade compatível com as cargas envolvidas para permitir seu manuseio;
- minimizar a ocorrência de entupimentos e colmatção nas unidades durante a operação;
- requerer um mínimo de pessoal;
- satisfazer exigências de britagem sem a necessidade de estágios de britagem adicionais e equipamentos auxiliares;
- minimizar a demanda de energia por tonelada de agregado produzida;
- não haver desgaste excessivo dos componentes metálicos;
- operar economicamente com um mínimo de manutenção, e
- permitir uma vida de serviço longa.

A figura 3.3 mostra o esquema do processo de operação em uma instalação de britagem que usa um britador de mandíbula como britador primário e um britador cônico como secundário.

**Figura 3.3** – Esquema simplificado do processo de britagem



Fonte: Roberts *et al.*, 1996.

A rocha após seu desmonte é transportada para o britador por um caminhão, conforme mostrado na figura 3.4. O material mais fraco normalmente se quebra em pequenos pedaços que são removidos antes da britagem. A operação de britagem pode ser descrita de forma simplificada como segue. O britador de mandíbula (primário) quebra a rocha em tamanhos que possam ser trabalhados pelos outros britadores. A figura 3.5 mostra um exemplo de britador primário. Após a britagem primária, os agregados são selecionados em vários tamanhos por peneiramento. O material maior que 1" (25,4 mm) é colocado no britador cônico para britagem adicional. O material menor que 1" e maior que 3/4" (19 mm) é estocado. O material menor que 3/4" é levado para um segundo peneirador para separações futuras. O material maior que 3/4" retorna ao britador cônico para nova britagem. O material menor que 3/4" é peneirado e estocado em três pilhas separadas: material entre 3/4" e 3/8" (9,5 mm), entre 3/8" e nº 4 (4,8 mm), e menor que 4,8 mm. A maioria das operações nas instalações de britagem apresenta maior complexidade que a descrita, ou apresenta procedimentos diferentes, porém a operação é sempre feita com britadores e peneiradores. Algumas operações empregam quatro etapas de britagem. Outras centrais apresentam a capacidade de lavar os agregados em certos pontos da operação (MARQUES, 2001). A figura 3.6 mostra uma vista geral de uma instalação de britagem. Durante a operação de britagem é essencial que as propriedades do produto final sejam homogêneas. Quando a rocha é removida de várias localizações na pedreira, as propriedades físicas dos agregados podem variar substancialmente. O controle de qualidade durante as operações de britagem deve assegurar que as propriedades físicas dos agregados não variem

excessivamente. O ideal é que a quantidade de material que alimenta as operações de britagem seja aproximadamente constante. O aumento da vazão de fluxo de material nos britadores, normalmente resulta em mais transbordamento de agregado mais fino sobre as peneiras. Esse excesso resulta em um estoque de material mais fino.

O britador primário produz uma redução mecânica inicial de 8" (200 mm) para 1" (25,4 mm). Os britadores secundário e terciário reduzem os agregados até o tamanho desejado. Os britadores quaternários são em geral empregados para melhoramento da forma dos agregados para torná-los mais cúbicos.

**Figura 3.4** – Carregamento de um caminhão na pedreira



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 3.5** – Exemplo de britador primário



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 3.6** – Vista geral de uma instalação de britagem



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 3.3.2 Tipos de britadores

A redução mecânica envolve quatro diferentes mecanismos: impacto, desgaste por atrito, cisalhamento e compressão. Eles são representados esquematicamente na figura 3.7 (ROBERTS *et al.*, 1996).

O impacto se refere à colisão instantânea de um objeto contra outro. A maioria dos britadores usa o impacto como um dos mecanismos para redução de tamanho, conforme visto em (a) na figura 3.7. O impacto pode ser por gravidade ou dinâmico.

No desgaste por atrito ocorre a trituração do material por uma ação de desgaste entre duas superfícies duras, como pode ser visto em (b) na figura 3.7. Os martelos de trituração, os britadores giratórios e os de cones usam esse tipo de método de redução.

O cisalhamento ocorre pela ação de um aparador ou talhador tal como aquele produzido por um simples rolo triturador, de acordo com (c) na figura 3.7. É normalmente utilizado em combinação com impacto e compressão.

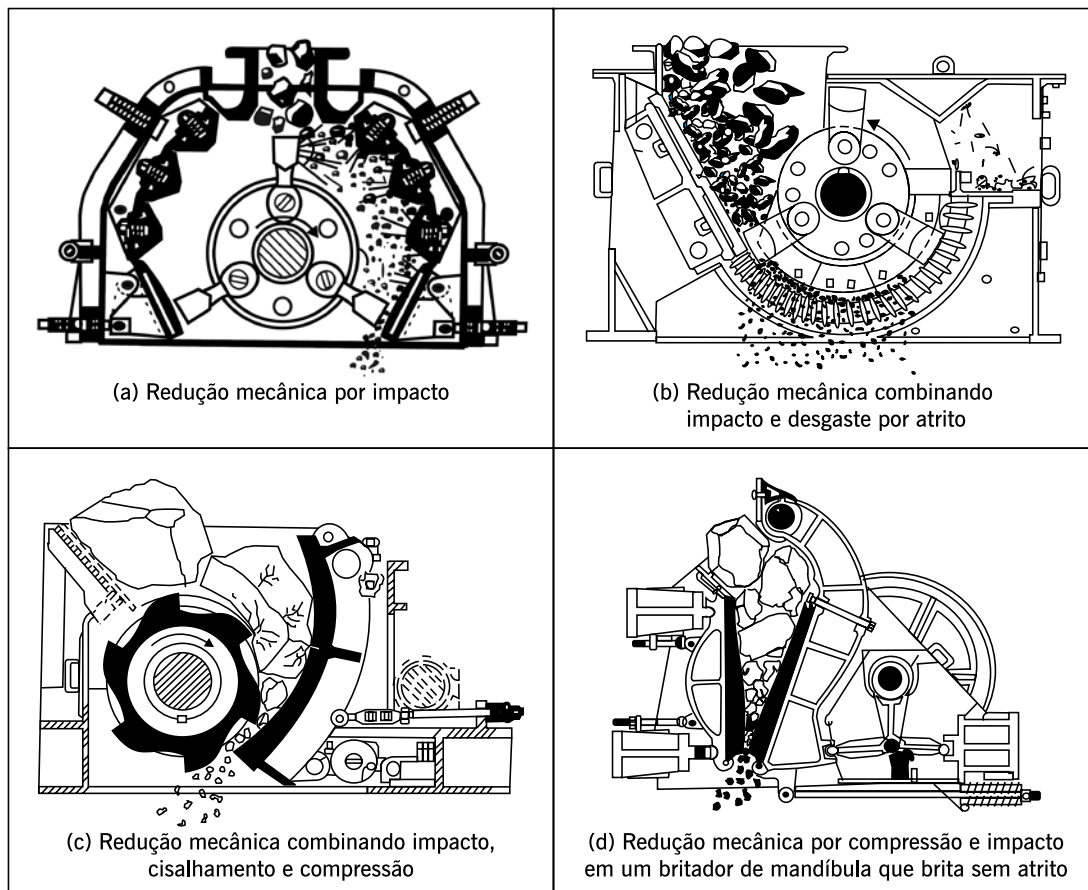
A compressão refere-se à redução mecânica por forças compressivas entre duas superfícies. Britadores de mandíbula usando compressão são os mais efetivos sistemas para reduzir o tamanho de partículas maiores de rochas muito duras e abrasivas (figura 3.7, d). O tipo de rocha a ser processada tem uma influência significativa na escolha do equipamento de britagem a ser usado.

Como exemplos de avaliação do efeito dos tipos de britadores nas características dos agregados citam-se Diógenes (2015, 2018) e Trotta (2020). Destacam a necessidade de se conhecer as particularidades geológicas das pedreiras e dos agregados provenientes de cada uma para a avaliação adequada do comportamento das britas, provenientes de cada uma, em projetos de engenharia. A avaliação de pedreiras geologicamente heterogêneas pode maximizar a operação de britagem e minimizar as mudanças na qualidade das partículas, produzindo maior variedade de agregados de um mesmo local, cujas características fiquem mais uniformes por região das pedreiras.



Existem ainda unidades móveis de britagem, em geral usuais em locais onde haja materiais removidos de obras ou fontes de rejeitos que serão reciclados e que serão reutilizados em obras de pavimentação na proximidade do local de remoção ou do local da obra propriamente dita. São britadores de uso restrito pois não possuem tantos estágios e possibilidades, mas têm sido empregados em conjunto com outros sistemas para produção dos mais variados materiais reciclados para a pavimentação.

**Figura 3.7** – Tipos de britadores com diferentes mecanismos de redução



Fonte: Roberts *et al.*, 1996.

### 3.4 CARACTERÍSTICAS TECNOLÓGICAS IMPORTANTES DOS AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA

Os revestimentos asfálticos modernos constituem um material composto formado por agregados de vários tamanhos e proporções mantidos unidos por um ligante asfáltico. Seu nível de desempenho será tanto melhor quanto maior for o entendimento de como seus constituintes reagem juntos sob as condições prevalentes em um pavimento. Existe uma elaborada série de fatores que atuam conjuntamente para produzir uma estrutura com desempenho adequado.

A seleção de agregados para utilização em revestimentos asfálticos depende de sua disponibilidade, custo e qualidade, bem como do tipo de aplicação. Segundo Roberts *et al.* (1996), são as propriedades físicas dos agregados que determinam principalmente a adequação para o uso em misturas asfálticas e em menor extensão as propriedades químicas. São propriedades físicas e mecânicas básicas: a resistência, a porosidade e a densidade. Propriedades físico-quími-

cas tais como umidade, adesividade e, em consequência, descolamento da película de asfalto são função da composição e da estrutura dos minerais no agregado, entre outros fatores. As propriedades químicas dos agregados têm pequeno efeito no seu desempenho, exceto quando afetam a adesividade do ligante asfáltico ao agregado e a compatibilidade com aditivos antidescolamento que podem ser incorporados ao ligante asfáltico.

Uma compreensão da mineralogia e a identificação de minerais pode produzir informações sobre propriedades físicas e químicas potenciais de um agregado para um determinado uso, e pode ajudar a evitar o uso de um agregado que tenha constituintes minerais nocivos, conforme visto na tabela 3.1, onde teores de minerais secundários são correlacionados com o desempenho esperado para o agregado na obra. A aceitação dos agregados é definida pela análise de determinadas características, devendo-se proceder previamente à coleta de amostras de forma adequada.

Amostras de agregados são normalmente tomadas em pilhas de estocagem, correias transportadoras, silos frios, silos quentes (capítulo 8) ou às vezes de caminhões carregados. Os técnicos responsáveis pela amostragem devem evitar a coleta de material que esteja segregado, quando obtido de pilhas de estocagem, caminhões ou silos. O melhor local para obter uma amostra é de uma correia transportadora na unidade de produção (pedreira). A largura total de fluxo na correia deve ser amostrada, uma vez que o agregado também pode segregar na correia (MARQUES, 2001).

Uma amostra representativa é formada pela combinação de um número de amostras aleatórias obtidas durante um período (1 dia para amostras em correias) ou tomando amostras de várias locações em pilhas de estocagem e combinando essas amostras. As amostras devem ser tomadas atentando-se para o efeito da segregação nas pilhas de estocagem. O agregado no fundo das pilhas é usualmente mais graúdo. O método mais utilizado para amostragem em uma pilha é escalar seu lado, entre o fundo e a ponta, remover uma camada superficial e obter uma amostra debaixo dessa superfície (MARQUES, 2001).

A norma DNER-PRO 120/97 fixa as exigências para amostragem de agregados em campo. É indicado o material necessário para coleta de amostras (pá, enxada, lona, caixa de madeira, vassoura, etiqueta), as quantidades de amostras de agregados graúdos e miúdos para a realização de ensaios de caracterização e mecânicos, assim como os procedimentos de coleta. São abordados os procedimentos de amostragem em silos, em pilhas de estocagem, em material espalhado na pista e em veículos. São descritos também as formas de embalagem e os itens de identificação da amostra (natureza, procedência, qualidade, data, local de coleta, responsável, finalidade etc.).

Depois de tomadas as quantidades requeridas e levadas ao laboratório, cada amostra deve ser reduzida para o tamanho apropriado aos ensaios específicos, podendo-se usar para isso um separador ou proceder a um quarteamento.

A norma ASTM C 702 descreve três métodos para reduzir amostras de agregados a tamanhos apropriados para ensaios aplicando técnicas cujos objetivos são minimizar as variações nas características medidas entre as amostras testadas e a amostra original.

A norma DNER-PRO 199/96 fixa as condições exigíveis na redução de uma amostra de agregado formada no campo para ensaios de laboratório, onde são indicados vários procedimentos para reduzir amostras de agregados.

Um dos procedimentos utiliza um separador mecânico que consiste de um aparelho com várias calhas de igual largura. O número de calhas pode variar de oito (agregados graúdos) a 20 (agregados miúdos) e o material é descarregado alternativamente em cada lado do separador. A figura 3.8 mostra um separador mecânico de amostras. Consiste em se colocar a amostra orig-

inal em uma bandeja e distribuir uniformemente sobre as calhas do separador, de tal forma que, quando o material é introduzido nas calhas, uma quantidade aproximadamente igual deve fluir na parte inferior da calha. O material que for caindo em cada um dos receptáculos inferiores deverá ser reintroduzido na parte superior das calhas tantas vezes quantas forem necessárias até reduzir a amostra original ao tamanho especificado pelo método de ensaio em questão. Deve-se reservar o material contido no outro receptáculo para redução de amostras para outros ensaios, quando forem requeridos.

**Figura 3.8** – Equipamento separador mecânico de amostras



Foto: Marconi Equipamentos Ltda., 2008

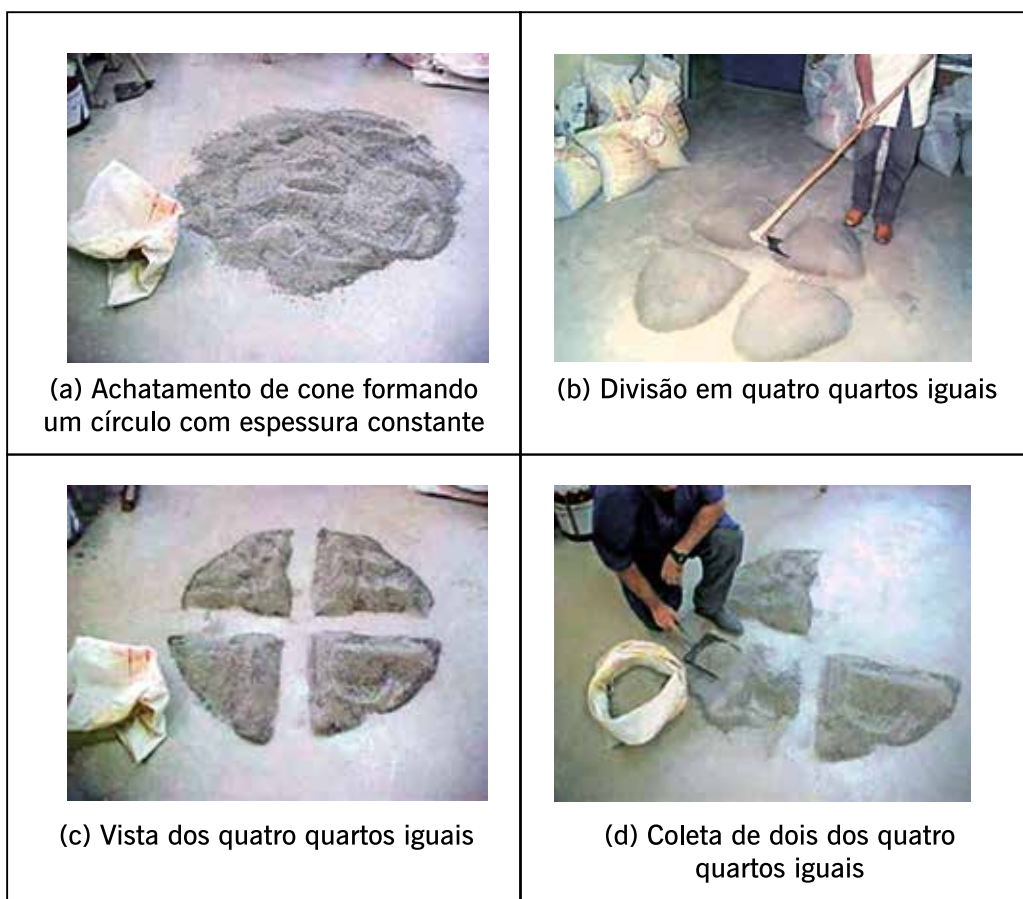
Outro procedimento é o chamado de quarteamento. Consiste em se misturar a amostra original manualmente com uma pá sobre uma superfície limpa e plana formando uma pilha de formato cônico. Logo em seguida o cone é achatado formando um círculo com espessura constante. Esse círculo é então dividido em quatro quartos iguais. Removem-se dois quartos opostos de material, conforme a figura 3.9. Os outros dois quartos opostos que sobraram são reunidos e um novo quarteamento é feito da mesma forma como descrito até aqui. Essa operação é repetida até se obter a quantidade necessária requerida pelo ensaio a realizar. Uma alternativa a esse procedimento é utilizar uma lona para depositar o material, quando a superfície do terreno for irregular.

São descritas a seguir as características que são analisadas para aceitação de agregados para misturas asfálticas segundo a maioria das especificações e especialmente as do DNER/DNIT.

### **3.4.1 Tamanho e graduação**

O tamanho máximo do agregado e sua graduação são controlados por especificações que prescrevem a distribuição granulométrica a ser usada para uma determinada aplicação. Por exemplo, a espessura mínima de execução de uma camada de concreto asfáltico determina diretamente o tamanho máximo do agregado usado nessa mistura asfáltica.

**Figura 3.9** – Redução de amostra de agregado por quarteamento manual



Fonte: Marques, 2001.

A distribuição granulométrica assegura a estabilidade da camada de revestimento asfáltico ou de camadas granulares do pavimento, por estar relacionada ao entrosamento entre as partículas e o conseqüente atrito entre elas.

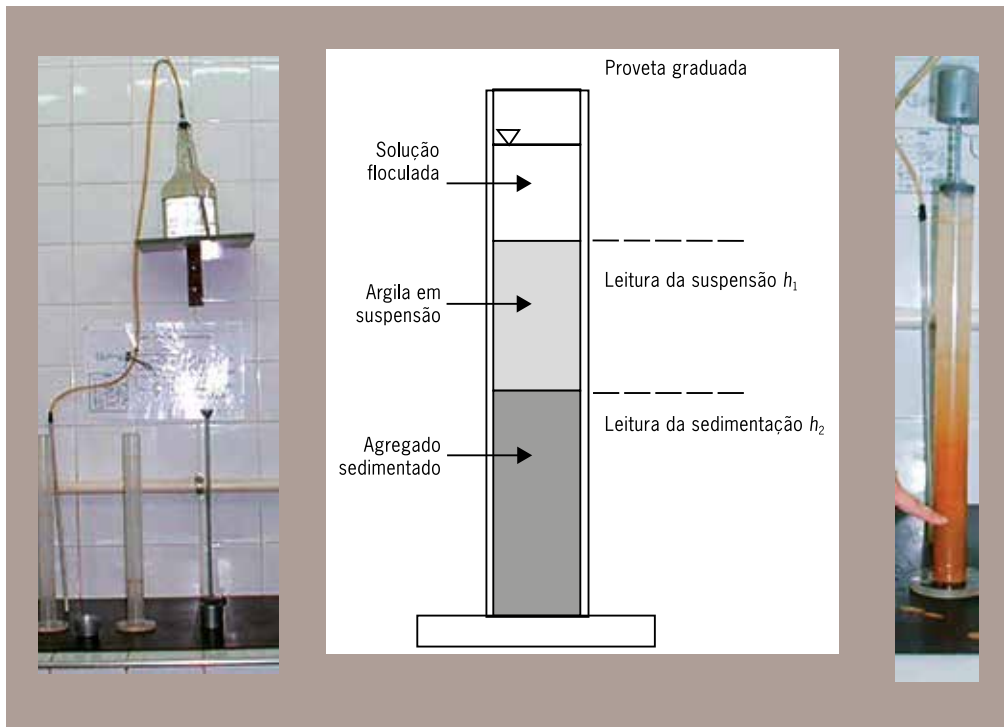
### 3.4.2 Limpeza

Alguns agregados contêm certos materiais que os tornam impróprios para utilização em pavimentos asfálticos, a menos que a quantidade desses materiais seja pequena. São materiais deletérios típicos tais como: vegetação, conchas e grumos de argila presentes sobre a superfície das partículas do agregado graúdo. A existência de pó (fíler ou argila) na superfície dos agregados interfere principalmente na adesividade do ligante asfáltico ao agregado. As especificações de serviço apresentam limites aceitáveis para a presença desses materiais. A limpeza dos agregados pode ser verificada visualmente, mas uma análise granulométrica empregando lavagem é mais eficiente pois remove os finos e, por repesagem da fração retida depois de seca, verifica-se o percentual de finos que se encontravam aderidos aos agregados.

O ensaio de equivalente de areia, descrito na norma DNER-ME 054/97, determina a proporção relativa de materiais do tipo argila ou pó em amostras de agregados miúdos. Nesse ensaio, uma amostra de agregado, com tamanhos de partículas menores do que 4,8 mm medida em

volume numa cápsula padrão, é colocada em uma proveta contendo uma solução de cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído e mantida em repouso por 20 minutos. Em seguida o conjunto é agitado por 30 segundos e, após completar a proveta com a solução até um nível predeterminado, deixado em repouso por mais 20 minutos, conforme mostrado na figura 3.10. Após esse período, é determinada a altura de material floculado em suspensão ( $h_1$ ). Com um bastão padronizado que é introduzido na proveta, é determinada a altura de agregado depositado por sedimentação ( $h_2$ ).

**Figura 3.10** – Equipamentos para o ensaio de equivalente de areia e esquema da proveta com os materiais depositados para a leitura final



Fonte: Elaborada pelos autores.

O equivalente de areia ( $EA$ ) é determinado pela expressão 3.1:

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (3.1)$$

Por exemplo, para que um agregado possa ser utilizado em concreto asfáltico, o equivalente de areia deve ser de pelo menos 55%.

### 3.4.3 Resistência à abrasão

Durante o processo de manuseio e execução de pavimentos asfálticos, os agregados estão sujeitos a quebras e abrasão. A abrasão ocorre também durante a ação do tráfego. Eles devem apresentar habilidade para resistir a quebras, degradação e desintegração.

Agregados localizados próximo ou na superfície do pavimento devem apresentar resistência à abrasão maior do que os localizados nas camadas inferiores.

A tenacidade e resistência abrasiva são tratadas por algumas normas brasileiras, mesmo que indiretamente, pelas metodologias citadas a seguir. Nesses ensaios, os agregados são submetidos a algum tipo de degradação mecânica e medida a alteração provocada, principalmente na granulometria original, ao final da degradação. Dessa forma as características de tenacidade, resistência abrasiva e até mesmo de dureza dos agregados são presumidamente avaliadas (MARQUES, 2001). Por causa das características de procedimentos serem semelhantes nesses ensaios, foram assim agrupados:

- DNER-ME 035/98 – Agregados – determinação da abrasão Los Angeles.
- DNER-ME 197/97 – Agregados – determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos.
- DNER-ME 096/98 – Agregado graúdo – avaliação da resistência mecânica pelo método dos 10% de finos.
- DNER-ME 397/99 – Agregados – determinação do índice de degradação Washington – IDW.
- DNER-ME 398/99 – Agregados – determinação do índice de degradação após compactação Proctor IDP.
- DNER-ME 399/99 – Agregados – determinação da perda ao choque no aparelho Treton.
- DNER-ME 401/99 – Agregados – determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante – IDM.

O ensaio comumente utilizado para medir a resistência à abrasão é o de abrasão Los Angeles. Nele, uma amostra de agregado de cerca de 5.000 g ( $m_i$ ) é submetida a 500 ou 1.000 revoluções no interior do cilindro de um equipamento padronizado (figura 3.11). Um número variado de esferas de aço, conforme a granulometria da amostra, é adicionado no cilindro, induzindo impactos nas partículas durante as suas revoluções. O resultado é avaliado pela redução de massa dos agregados retidos na peneira de nº 12 (1,7 mm) em relação à massa inicial da amostra especificada, conforme a expressão 3.2:

$$LA = \frac{m_i - m_f}{m_i} \times 100 \quad (3.2)$$

Os equipamentos e o procedimento são detalhados nas normas DNER-ME 035/98 para agregados pétreos e DNER-ME 222/94 para agregados sintéticos fabricados com argila. Os limites de aceitação para a abrasão Los Angeles dependem do tipo de aplicação do agregado e das exigências dos órgãos viários. Em revestimentos asfálticos, é desejável uma resistência ao desgaste relativamente alta, indicada por uma baixa abrasão no ensaio de abrasão Los Angeles. As especificações brasileiras que envolvem o uso de agregados em camadas de base e de revestimento asfáltico de pavimentos, normalmente limitam o valor máximo da abrasão Los Angeles (LA) entre 40 e 55%.

Agregados de algumas regiões do país, como por exemplo a região do município do Rio de Janeiro, apresentam o valor da abrasão Los Angeles muito acima de 55%, em alguns casos, chegando a 65%. Devido à impossibilidade de se encontrar agregados com esse parâmetro atendido nas proximidades da obra, muitas rodovias foram pavimentadas usando-se os agregados da região, embora estivessem em desacordo com a especificação vigente, mas com a autorização do órgão rodoviário federal ou regional competente para tal procedimento (MARQUES, 2001).

**Figura 3.11** – Equipamento para ensaio de abrasão Los Angeles e etapas do ensaio



Fonte: Leite *et al.*, 2021.

Em virtude dessa experiência e de outras em que agregados com abrasão Los Angeles acima do limite superior foram usados e o desempenho ao longo dos anos mostrou-se satisfatório quanto a esse parâmetro, o DNER passou a recomendar a execução de outros ensaios a serem

conduzidos nos agregados que apresentassem o valor de abrasão Los Angeles acima do limite superior especificado. A indicação desses ensaios assim como valores limites a serem adotados foram sugeridos em pesquisa do IPR-DNER (IPR, 1998). Esses ensaios são os seguintes: DNER-ME 397/99, DNER-ME 398/99, DNER-ME 399/99, DNER-ME 400/99 e DNER-ME 401/99.

A norma DNER-ME 197/97 avalia o desempenho do material frente aos esforços de esmagamento dos agregados graúdos e ao desgaste pelo atrito interno simulando no ensaio a compressão imposta pelos rolos compactadores durante a construção ou posteriormente, no próprio pavimento construído, sob ação do tráfego. O agregado, previamente peneirado e seco, é compactado por meio de um soquete, em três camadas com 25 golpes em cada. Em seguida determina-se a massa do corpo de prova ( $M$ ). Ele deve ser submetido a uma carga uniforme de 400 kN à razão de 40 kN por minuto. Após esse carregamento, o corpo de prova é retirado e o material é peneirado na peneira de 2,4 mm. O material retido nessa peneira é determinado ( $M_f$ ). A resistência do agregado ao esmagamento ( $R$ ) é determinada pela expressão 3.3:

$$R = \frac{(M - M_f)}{M} \times 100 \quad (3.3)$$

A norma DNER-ME 397/99 apresenta um método para determinar o índice de degradação Washington (IDW), em amostra de rocha britada obedecendo a uma faixa granulométrica padronizada entre as peneiras de 12,7 mm (1/2") e 2 mm (nº 10).

O material a ensaiar deve ser britado até passar na peneira de 12,7 mm. Em seguida é lavado sobre a peneira de 2,0 mm e seco em estufa até constância de massa. Separa-se 500 g de material que passe na peneira de 12,7 mm e fique retido na peneira de 6,4 mm, e 500 g de material que passe na peneira de 6,4 mm e fique retido na peneira de 2 mm. A amostra é então colocada em recipiente de plástico, juntamente com 200 cm<sup>3</sup> de água, tampado hermeticamente e colocado em um peneirador motorizado para promover agitação mecânica com 300 ± 5 oscilações por minuto por 20 minutos. Após a agitação, despeja-se a amostra e a água sobre uma peneira de 2 mm, sobreposta à peneira de 0,075 mm (nº 200) e ambas colocadas sobre um funil sobre uma proveta graduada de 500 ml. Lavam-se os agregados com água até que a marca de 500 ml na proveta seja atingida pela água.

Coloca-se em uma proveta 7 ml de uma solução previamente preparada (cloreto de cálcio anidro, glicerina e solução de formaldeído a 40% em volume). Na proveta graduada, faz-se com que o material retido na peneira nº 200 e a água de lavagem fiquem em suspensão, tampando a proveta com a mão e virando-a de cabeça para baixo e para cima, cerca de 10 vezes. Em seguida, despeja-se o líquido na proveta de equivalente de areia até a marca de 15" (381 mm) e tampa-se com rolha de borracha.

Agita-se a proveta do equivalente de areia, de forma semelhante ao descrito anteriormente, cerca de 20 vezes em aproximadamente 35 segundos. Após essa agitação, coloca-se a proveta sobre a mesa, retira-se a rolha e aciona-se o cronômetro. Após 20 minutos anota-se a altura da coluna de sedimento ( $H$ ) em polegadas, com precisão de 0,1" (2,54 mm). O índice de degradação Washington é calculado pela expressão 3.4:

$$IDW = \frac{(15 - H)}{15 + 1,75H} \times 100 \quad (3.4)$$

Os valores de IDW podem variar de 0 a 100, correspondendo os maiores valores aos melhores materiais. A expressão coloca os materiais duvidosos aproximadamente no meio da escala, estando os inadequados abaixo e os bons acima desse ponto.



A norma DNER-ME 398/99 apresenta um método de determinação do índice de degradação após a compactação Proctor (IDP), utilizando agregados naturais provenientes da britagem de rochas obedecendo a uma granulometria padrão, definida pelas peneiras de 25 mm, 19 mm, 9,5 mm, 4,8 mm, 2 mm, 0,42 mm e 0,075 mm. A compactação é feita no cilindro Proctor modificado munido de um cilindro espaçador, com cinco camadas e 26 golpes por camada.

As amostras de rocha britada são preparadas de acordo com as frações granulométricas obtidas pelas peneiras anteriormente citadas e em quantidades predefinidas. Devem ser preparadas três amostras para cada ensaio.

Um molde é fixado à base metálica juntamente com um cilindro complementar e o material é compactado nesse conjunto juntamente com um disco espaçador, como fundo falso, em cinco camadas iguais, de forma a se obter uma altura total do corpo de prova de cerca de 125 mm, após a compactação. Em cada camada são aplicados 26 golpes com o soquete padronizado, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada. Em seguida o cilindro complementar é removido. Com uma régua de aço biselada, o excesso de material é rasado na altura exata do molde e determina-se a massa do material compactado.

É calculada então a porcentagem passante em cada peneira do material após a compactação. Em seguida é calculada a média entre as três amostras das porcentagens passantes em cada peneira. Calcula-se também a diferença percentual ( $D$ ) entre a média dos corpos de prova e a granulometria padrão original. O IDP é calculado pela expressão 3.5:

$$IDP = \frac{\sum D}{6} \quad (3.5)$$

A norma DNER-ME 399/99 descreve o método para determinar a perda ao choque em material pétreo britado, pelo emprego do aparelho Treton, em amostra obedecendo a uma faixa granulométrica padronizada.

O aparelho consiste de um cilindro de aço, oco, aberto em ambas as extremidades. O cilindro é colocado sobre uma chapa de base de aço, sobre a qual se assenta um outro cilindro maciço, também de aço, de tal forma que coincidam seus eixos de revolução. O cilindro oco é mantido em posição por pinos de aço fixados à chapa de base. Um martelo cilíndrico deverá cair livremente sobre a amostra a ensaiar, pelo orifício do cilindro, do topo deste. A suspensão do martelo far-se-á por quaisquer meios que garantam sua queda nas condições exigidas. A figura 3.12 mostra um equipamento utilizado e fases do ensaio e na figura 3.13 aparecem vários tipos de britas antes e após o ensaio Treton. Nessas fotos (figura 3.13) estão as partículas após a degradação no aparato Treton e antes da análise granulométrica. O material fino no copo plástico é a massa passante na peneira de 1,7 mm, ou seja, a perda de massa (%) por degradação de cada litotipo.

A amostra para ensaio deve ser constituída de partículas passando na peneira de 19 mm e retidas na peneira de 16 mm, escolhidas as partículas de forma cúbica, bem angulares e aproximadamente do mesmo tamanho. A massa da amostra a ensaiar deve ser 50 vezes a massa específica aparente das partículas do agregado, sendo tolerada uma diferença de  $\pm 3$  g. O número de partículas para cada ensaio deve ser aproximadamente entre 15 e 20.

As partículas que compõem a amostra são colocadas no cilindro oco em contato com a face superior do cilindro maciço. Em seguida, deixa-se cair o martelo 10 vezes sobre o material. Após remover o cilindro maciço, as partículas restantes serão passadas pela peneira de 1,7 mm. Pesa-se em seguida o material retido naquela peneira.

A diferença entre a massa original da amostra e a do material retido na peneira de 1,7 mm será expressa como porcentagem da massa original da amostra, e anotada como a perda ao

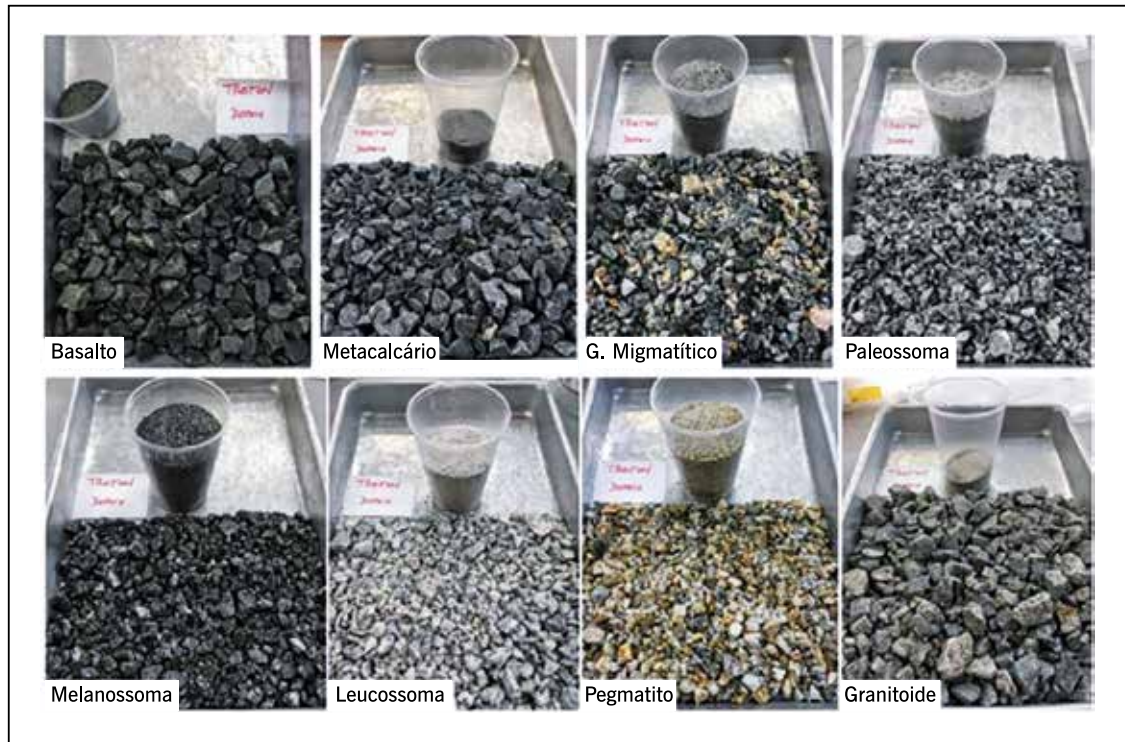
choque da amostra ensaiada. A perda ao choque do material ensaiado é a média aritmética dos resultados obtidos em no mínimo três ensaios.

**Figura 3.12** – Equipamento utilizado no ensaio Treton



Fotos: Cabral, 2005.

**Figura 3.13** – Resultados de várias amostras ensaiadas no equipamento Treton



Fonte: Trotta, 2020.

A norma DNER-ME 96/98 descreve uma outra forma de ensaio para avaliar indiretamente a característica de qualidade de um agregado graúdo pela avaliação da resistência mecânica pelo método conhecido como dos 10% de finos. Consiste em se submeter uma porção de agregados passante na peneira de 12,5 mm e retida na peneira de 9,5 mm, em quantidade suficiente para preencher um cilindro padronizado, a um carregamento estático por meio de uma prensa capaz de aplicar cargas de no mínimo 500 kN. Ao final desse carregamento faz-se novo peneiramento do material na peneira de 2,4 mm, calculando-se a porcentagem de quebra eventual. Varia-se a carga aplicada até se obter por interpolação aquela que provoca 10% de quebra de grãos. A figura 3.14 mostra uma foto do conjunto de cilindro e êmbolo utilizado nesse ensaio e a prensa.

**Figura 3.14** – Conjunto de cilindro e êmbolo utilizado nos ensaios de 10% de finos (DNER-ME 96/98) e resistência ao esmagamento (DNER-ME 197/97)



Fotos: Gonzatti, 2020.

A norma DNER-ME 401/99 estabelece o método pelo qual se determina o  $ID_{ML}$  e  $ID_M$  – índice de degradação após compactação Marshall, com ligante e sem ligante, para agregados naturais rochosos, obedecendo a uma granulometria padrão, definida pelas peneiras de 25 mm, 19 mm, 9,5 mm, 4,8 mm, 2 mm, 0,42 mm e 0,075 mm. A compactação é feita usando-se o soquete e o molde de compactação do ensaio Marshall (ver capítulo 5).

Os agregados são secos em estufa até a constância de massa. Frações desses agregados são pesadas de acordo com quantidades preestabelecidas conforme cada faixa granulométrica, perfazendo um total de  $1.200 \text{ g} \pm 60 \text{ g}$ . São utilizados três corpos de prova para cada ensaio.

Os agregados são aquecidos a  $28^\circ\text{C}$  acima da temperatura de aquecimento do ligante (ver capítulo 5). Acrescentam-se -5% em peso de ligante aos agregados, misturando energicamente até o seu envolvimento completo. Coloca-se no molde Marshall a mistura de uma só vez. Aplica-se com soquete 50 golpes em cada face do corpo de prova.

Após a confecção dos corpos de prova, é procedida a extração do ligante pelo método DNER-ME 053/94 ou similar. Os agregados resultantes do ensaio de extração são submetidos a um peneiramento nas mesmas peneiras utilizadas para confecção dos corpos de prova, sendo que a porcentagem passante é tomada em relação à massa original dos agregados. Calcula-se a porcentagem passante relativa a cada peneira e a porcentagem passante média das três amostras para cada peneira. Calcula-se também o valor  $D$  para cada peneira, correspondendo à diferença entre a média da granulometria após compactação e a granulometria original. O somatório das diferenças ( $\sum D$ ) também é calculado. O índice de degradação  $ID_{ML}$  é dado pela expressão 3.6:

$$ID_{ML} = \frac{\sum D}{6} \quad (3.6)$$

O índice de degradação após compactação Marshall sem ligante ( $ID_M$ ) segue os mesmos procedimentos anteriores, com exceção do aquecimento dos agregados e do uso de ligante. O cálculo do  $ID_M$  também é feito da mesma forma que o  $ID_{ML}$ .

Na tabela 3.5 são apresentados, como exemplo, os valores limites de aceitação sugeridos pelo IPR (1998), mas é importante verificar os limites aceitáveis à época da análise dos agregados pelo DNIT, DER, concessionária ou outro órgão para o qual a obra será executada.

**TABELA 3.5 – MÉTODOS DE ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE AGREGADOS E VALORES DE ACEITAÇÃO**

Métodos de ensaio	Valores limites – tentativa
DNER-ME 35/98 – Agregado – determinação da abrasão Los Angeles	LA ≤ 65%
DNER-ME 399/99 – Agregados – determinação da perda ao choque no aparelho Treton	T ≤ 60%
DNER-ME 96/98 – Agregado graúdo – avaliação da resistência mecânica pelo método dos 10% de finos	10% finos ≥ 60 kN
DNER-ME 401/99 – Agregados – determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – ID <sub>ML</sub> e sem ligante – ID <sub>M</sub>	ID <sub>ML</sub> com ligante ≤ 5 ID <sub>M</sub> sem ligante ≤ 8
DNER-ME 398/99 – Agregados – determinação do índice de degradação após compactação Proctor – IDP	IDP ≤ 6
DNER-ME 397/99 – Agregados – determinação do índice de degradação Washington – IDW	IDW ≥ 30
DNER-ME 197/97 ou NBR 9938 – Agregados – determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos	E ≥ 60

Fonte: IPR, 1998.

### 3.4.4 Textura superficial

A textura superficial dos agregados influi na sua trabalhabilidade, na adesividade, e na resistência ao atrito e ao cisalhamento. À medida que aumenta a rugosidade do agregado ou sua microtextura, há uma tendência de perda de trabalhabilidade numa mistura asfáltica e de crescimento da resistência ao cisalhamento dessa mistura, bem como do teor de ligante asfáltico de projeto. Não há um método consagrado para medir a textura superficial, embora existam procedimentos de avaliação por imagem ou de avaliação indireta, conforme será visto a seguir.

### 3.4.5 Forma das partículas

A forma das partículas dos agregados influi na trabalhabilidade e na resistência ao cisalhamento e muda a energia de compactação necessária para se alcançar certa densidade. Partículas irregulares ou de forma angular tais como pedra britada, cascalhos e algumas areias de brita tendem a apresentar melhor intertravamento entre os grãos compactados, tanto maiores quanto mais cúbicas forem as partículas e mais afiladas forem suas arestas.

A forma das partículas é caracterizada pela determinação do índice de forma (f) em ensaio descrito no método DNIT 424/2020-ME. A forma das partículas pode ser também caracterizada segundo a norma DNIT 425/2020-ME, onde são medidas por meio de um paquímetro duas dimensões das partículas: comprimento (c), e espessura (e) e determinado o índice de forma (I). Esse índice, determinado pelas normas citadas, varia de 0,0 a 1,0, sendo o agregado considerado de ótima cubicidade quando f ou I = 1,0 e lamelar quando f ou I = 0,0. É adotado o limite mínimo de f ou I = 0,5 para aceitação de agregados quanto à forma. Na figura 3.15 mostra-se o equipamento utilizado para a determinação do índice de forma.

A norma DNIT 415/2019 apresenta um ensaio que permite avaliar indiretamente características de forma dos agregados miúdos. Esse método determina o teor de vazios de uma amostra de agregados miúdos na condição solta que é uma indicação indireta da angularidade, esfericidade e textura da superfície desse agregado comparado com outros agregados miúdos testados na mesma graduação. Esse teor de vazios pode ser um indicador do efeito dos agregados miú-

dos na trabalhabilidade de uma mistura onde serão utilizados. Três procedimentos estão descritos para a determinação do teor de vazios. Um deles utiliza o agregado miúdo como disponível e os outros dois utilizam diversas frações de tamanhos individuais para a determinação do teor de vazios. Esse ensaio também faz parte das normas norte-americanas Superpave de agregados.

Também é possível avaliar as características físicas dos agregados pelas normas de ensaio DNIT 429/2020 e 430/2020, que avaliam, respectivamente, a quantidade de partículas achatadas e alongadas em agregados graúdos e partículas fraturadas.

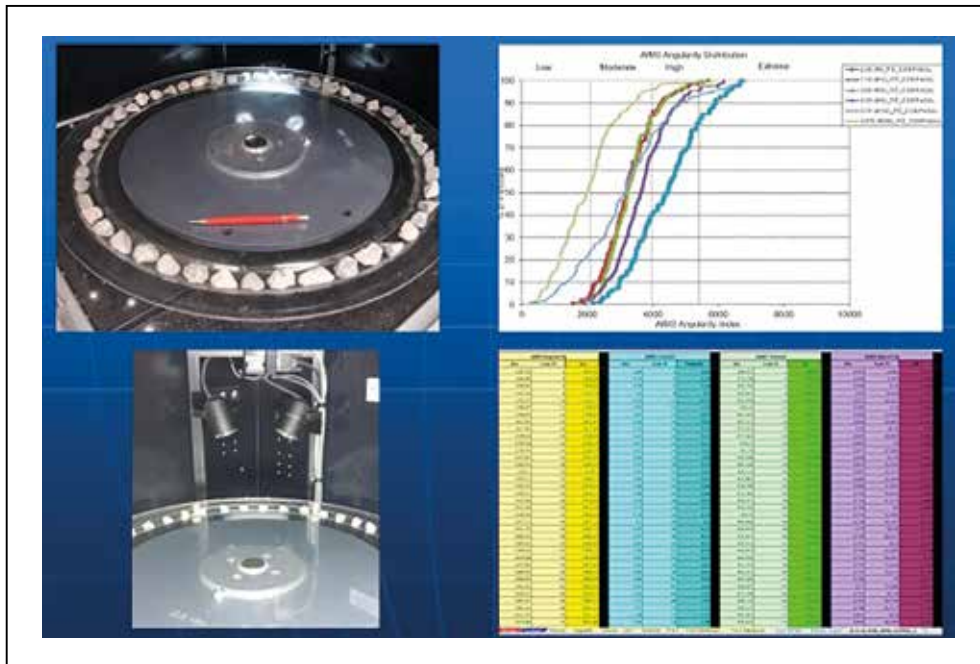
Um equipamento mais moderno que usa processamento digital de imagem (PDI) permite avaliar de maneira simultânea a forma, textura e angulosidade dos agregados, como indica a norma DNIT 432/2020-ME. Consiste em um equipamento especialmente montado de forma a analisar grande número de partículas de determinado diâmetro, colocadas em uma bandeja, por imagens individuais que são analisadas e agrupadas segundo o aspecto avaliado. A figura 3.16 mostra o equipamento e alguns resultados. Vários autores o têm utilizado para analisar os agregados de suas pesquisas e correlacionar seus resultados com características de desempenho, tanto considerando os efeitos dos ensaios de resistência quanto em diferentes aplicações, tais como Bessa (2012), Pazos (2015), Lima (2016), Ibiapina *et al.* (2017, 2018, 2020), Trotta (2020), entre outros.

**Figura 3.15** – Exemplo de equipamento para determinação do índice de forma



Fonte: Elaborada pelos autores.

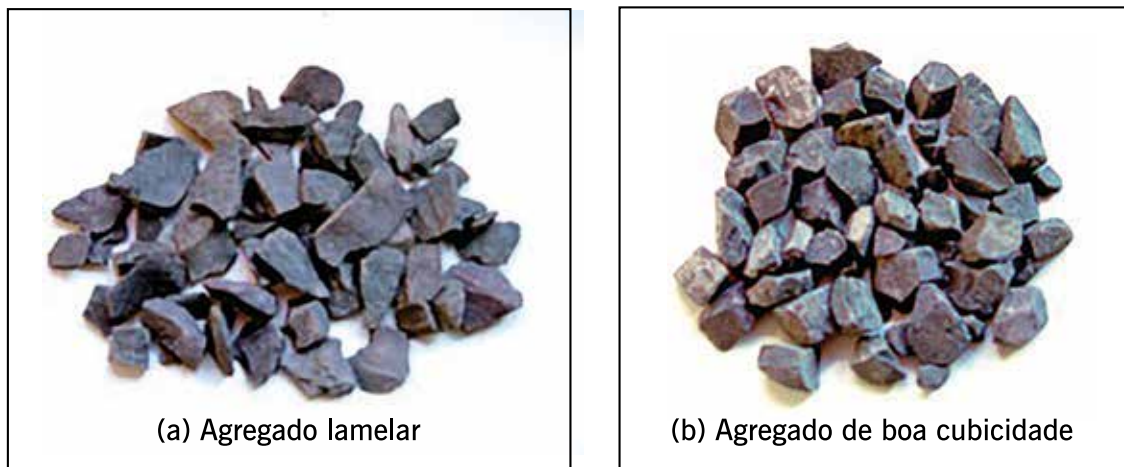
**Figura 3.16** – Um equipamento de processamento digital de imagem (PDI) para avaliação das características físicas dos agregados (AIMS)



Fonte: Leite *et al.*, 2021.

A figura 3.17 traz exemplos de agregados lamelares e de agregados cúbicos, para comparação. Deve-se preferir sempre agregados cúbicos.

**Figura 3.17** – Exemplo de agregados com diferentes formas



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 3.4.6 Absorção

A porosidade de um agregado é normalmente indicada pela quantidade de água que ele absorve quando imerso. Um agregado poroso também absorverá ligante asfáltico, consumindo parte do ligante necessário para dar coesão a uma mistura asfáltica. Para compensar isso, deve-se incorporar à mistura asfáltica uma quantidade adicional de ligante.

A absorção é a relação entre a massa de água absorvida pelo agregado graúdo após 24 horas de imersão (DNER-ME 081/98) à temperatura ambiente e a massa inicial de material seco, sendo determinada para permitir o cálculo das massas específicas, real e aparente, do agregado. Considerar a absorção é muito importante na dosagem das misturas asfálticas, que será abordada no capítulo 5.

Agregados naturais ou britados com elevada porosidade normalmente não devem ser utilizados em misturas asfálticas, pois além de consumirem maior quantidade de ligante asfáltico, podem apresentar porosidade variável conforme a amostragem, o que dificulta o estabelecimento do teor de ligante, podendo resultar em seu excesso ou falta. Porém, nem sempre há outro agregado disponível, sendo então necessários alguns cuidados na dosagem. A escória de aciaria, a laterita e alguns tipos de basaltos e agregados sintéticos são exemplos de materiais que podem apresentar alta porosidade.

### 3.4.7 Adesividade ao ligante asfáltico

O efeito da água de separar ou descolar a película de ligante asfáltico da superfície do agregado pode torná-lo inaceitável para uso em misturas asfálticas. Esse agregado é denominado hidrófilo. Agregados silicosos, como o quartzito e alguns granitos e gnaisses, são exemplos que requerem atenção quanto à sua adesividade ao ligante asfáltico. Agregados com alta adesividade em presença de água são denominados hidrofóbicos e são em geral priorizados para utilização em misturas asfálticas.

Os ensaios para determinação das características de adesividade podem ser subdivididos em dois grupos: aqueles que avaliam o comportamento de partículas de agregados recobertas por ligante asfáltico e os que avaliam o desempenho de determinadas propriedades mecânicas de misturas sob a ação da água.

No método DNER-ME 078/94 a mistura asfáltica não compactada é imersa em água e as partículas cobertas pelo ligante asfáltico são avaliadas visualmente. A adesividade medida por esse ensaio expedito de observação de deslocamento da película de ligante do agregado é uma alternativa que pode ser de difícil decisão. Para ilustrar estudos do problema de adesividade por esta e outras técnicas, cita-se, como exemplo, Brondani (2019) com resultados do ensaio de adesividade de agregados do Rio Grande do Sul.

Lucas Júnior e Soares (2019) usaram processamento digital de imagens (PDI) para determinar o percentual de área de agregado recoberto pelo ligante asfáltico após o ensaio descrito no método DNER-ME 078/94. Isso permitiu obter uma resposta quantitativa da adesividade. Essa nova metodologia mostrou excelente correlação com a relação de resistência retida à tração (RRT) do ensaio de dano por umidade induzida (ABNT 15617/2015). Devido à maioria dos agregados do Ceará usados em pavimentação ter características ácidas, diversos trabalhos da UFC têm investigado a adesividade (LUCAS JÚNIOR; BABADOPULOS; SOARES, 2019a) e seu impacto não só no dano por umidade, mas também na rigidez, na deformação permanente e na vida de fadiga (LUCAS JÚNIOR; BABADOPULOS; SOARES, 2019b). Para informações sobre o efeito do agregado e do ligante nos defeitos do pavimento indica-se a leitura de Lucas Júnior, Babadopulos e Soares (2020a) e para o entendimento do efeito da adesividade na vida de fadiga de misturas asfálticas indica-se Lucas Júnior, Babadopulos e Soares (2020b). Por fim, para o entendimento do efeito da adesividade na estrutura do pavimento como um todo indica-se o trabalho de Lucas Júnior *et al.* (2021a).



Na norma ASTM D 1075 a resistência à compressão simples ( $RC'$ ) de amostras de misturas compactadas após imersão em água a 50°C durante 24 horas é comparada com a resistência de amostras idênticas não imersas ( $RC$ ). A redução da resistência à compressão simples é uma indicação da qualidade do agregado em relação à adesividade. A relação de perda de resistência pelo efeito da água é dada por  $RC'/RC$ . Para que se considere aceitável a mistura quanto à adesividade, essa relação deve ser superior ou igual a 0,75, ou seja, a perda deve ser menor ou igual a 25%.

Outro método de ensaio é o de determinação do dano por umidade induzida, descrito no método DNIT 180/2018-ME onde amostras compactadas cilíndricas regulares de misturas asfálticas com teores de vazios preestabelecidos são parcialmente saturadas com água e submetidas a baixas temperaturas para congelamento durante um período de horas estabelecido em norma, simulando com isso a presença de água na mistura e tensões internas induzidas por cargas do tráfego. As amostras descongeladas e à temperatura de equilíbrio de 25°C são submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral ( $RT'$ ); outro conjunto similar de amostras compactadas cilíndricas regulares, não submetidas ao processo de saturação e congelamento, são igualmente submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral ( $RT$ ) à temperatura de 25°C. A relação entre  $RT'/RT$  indica a perda de resistência por umidade induzida, também conhecida por resistência retida. Essa relação deve ser maior ou igual a 0,70, ou seja, a perda deve ser inferior ou igual a 30%. Há algumas especificações que vêm requerendo valores mínimos de 80% para esta relação. Esse ensaio é descrito com mais detalhes no capítulo 6.

### 3.4.8 Sanidade

Alguns agregados que inicialmente apresentam boas características de resistência podem sofrer processos de desintegração física quando expostos às condições ambientais de intemperismo (variação de umidade, temperatura, por exemplo) no pavimento. Determinados basaltos, por exemplo, são susceptíveis à deterioração física devido ao inchamento da rocha em função do elevado teor de argilominerais presentes. Esse processo de deterioração tende a produzir grande quantidade de finos durante o uso na obra de engenharia, com a conseqüente mudança na distribuição granulométrica original e perda de resistência mecânica da massa rochosa compactada (base ou sub-base).

A característica de resistência à desintegração física é quantificada pelo ensaio que consiste em atacar o agregado com solução química saturada de sulfato de sódio ou de magnésio, em cinco ciclos de imersão com duração de 16 a 18 horas, à temperatura de 21°C, seguidos de secagem em estufa. A perda ponderada de massa resultante desse ensaio de ataque físico ao agregado deve ser de no máximo 12%. O método DNER-ME 089/94 apresenta o procedimento desse ensaio. A figura 3.18 mostra os materiais utilizados nesse ensaio e um exemplo do resultado do teste.

**Figura 3.18** – Exemplo de materiais utilizados no ensaio de sanidade e resultado



(a) Materiais para realização do ensaio



(b) Agregados antes do ensaio



(c) Agregados após o ensaio

Fonte: Elaborada pelos autores.

### 3.4.9 Densidade específica/massa específica

Segundo Pinto (2000), as relações entre quantidade de matéria (massa) e volume são denominadas *massas específicas*, e expressas geralmente em  $t/m^3$ ,  $kg/dm^3$  ou  $g/cm^3$  e as relações entre pesos e volumes são denominadas *pesos específicos* e expressas geralmente em  $kN/m^3$ .

A relação entre os valores numéricos que expressam as duas grandezas é constante. Por exemplo, se um material tem uma massa específica de  $1,8 t/m^3$ , seu peso específico será o produto desse valor pela aceleração da gravidade, que varia conforme a posição no globo terrestre e que é de aproximadamente  $9,81 m/s^2$  ao nível do mar (em problemas de engenharia prática, adota-se simplificada  $10 m/s^2$ ). O peso específico será, portanto, de  $18 kN/m^3$ .

Ou seja, o peso ( $P$ ) de uma massa de  $1 kg$  ao nível do mar onde a aceleração da gravidade é de  $9,81 m/s^2$  é:

$$P = 1 \text{ kg} \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 9,81 \text{ N} \approx 10 \text{ N} \quad (3.7)$$

Assim tem-se que  $1 \text{ N} = 1 \text{ kg m/s}^2$ .

Então no exemplo citado tem-se:

$$\begin{aligned} 1,8 \text{ t/m}^3 \times 10 \text{ m/s}^2 &= 18 \text{ t/m}^2\text{s}^2 = 18.000 \text{ kg/m}^2\text{s}^2 \times \text{m/m} = \\ &= 18.000 \text{ kg m/m}^3\text{s}^2 = 18.000 \text{ N/m}^3 = 18 \text{ kN/m}^3 \end{aligned} \quad (3.8)$$

Segundo Pinto (2000), a expressão *densidade*, de uso comum na engenharia, refere-se à massa específica, e *densidade relativa* é a relação entre a densidade do material e a densidade da água a 4°C. Como esta é igual a 1 kg/dm<sup>3</sup>, resulta que a densidade relativa tem o mesmo valor numérico que a massa específica (expressa em g/cm<sup>3</sup>, kg/dm<sup>3</sup> ou t/m<sup>3</sup>), mas é adimensional. Como a relação entre o peso específico de um material e o peso específico da água a 4°C é igual à relação das massas específicas, é comum se estender o conceito de densidade relativa à relação dos pesos e adotar-se como peso específico a densidade relativa do material multiplicada pelo peso específico da água.

No estudo de agregados, são definidas três designações de massa específica: real, aparente e efetiva, respectivamente correspondentes aos termos em inglês *apparent specific gravity*, *bulk specific gravity* e *effective specific gravity*. Observe-se que as traduções de *apparent* e *bulk* não são literais quando se consideram os parâmetros em questão, correspondendo aos termos *real* e *aparente*, respectivamente em português. Além disso, ressalte-se que *specific gravity* diz respeito a uma grandeza adimensional, enquanto *density* refere-se a uma grandeza com dimensão, portanto, o oposto ao que se usa no Brasil. De qualquer forma, quando se usa o sistema internacional de unidades, massa específica e densidade possuem o mesmo valor numérico, como exemplificado antes.

### Massa específica real

A massa específica real ( $G_{sa}$ ), em g/cm<sup>3</sup>, é determinada pela relação entre a massa seca e o volume real (expressão 3.9). O volume real é constituído do volume dos sólidos, desconsiderando o volume de quaisquer poros na superfície, como o esquema da figura 3.19.

**Figura 3.19** – Esquema da partícula de agregado na determinação da  $G_{sa}$



Fonte: Elaborada pelos autores.

$$G_{sa} = \frac{\text{Massa seca}}{\text{Volume real}} \quad (3.9)$$

Onde:

Volume real = volume da partícula sólida do agregado (área interna ao tracejado).

Segundo o Asphalt Institute (1989), esse parâmetro considera somente o volume da partícula do agregado. Não inclui o volume de quaisquer poros ou capilares superficiais que são preenchidos pela água após embebição de 24 horas.

### Massa específica aparente

A massa específica aparente ( $G_{sb}$ ), em  $\text{g/cm}^3$ , é determinada quando se considera o material como um todo (forma aparente), sem descontar os vazios. É determinada dividindo-se a massa seca pelo volume aparente do agregado (expressão 3.10), que inclui o volume de agregado sólido mais o volume dos poros superficiais contendo água. É medida quando o agregado está na condição superfície saturada seca (SSS), de acordo com o esquema da figura 3.20. Essa condição em laboratório é obtida por remoção cuidadosa manual da água da superfície dos agregados com o uso de um tecido absorvente.

**Figura 3.20** – Esquema da partícula de agregado na determinação da  $G_{sb}$



Fonte: Elaborada pelos autores.

$$G_{sb} = \frac{\text{Massa seca}}{\text{Volume aparente}} \quad (3.10)$$

Onde:

Volume aparente = volume do sólido + volume do poro permeável à água (área interna ao tracejado).

### Massa específica efetiva

A massa específica efetiva ( $G_{se}$ ), em  $\text{g/cm}^3$ , é determinada quando se trabalha com misturas asfálticas cujo teor de ligante asfáltico seja conhecido. É calculada pela relação entre a massa seca da amostra e o volume efetivo do agregado, conforme a expressão 3.11. O volume efetivo é constituído pelo volume do agregado sólido e o dos poros permeáveis à água que não foram preenchidos pelo asfalto, como mostra a figura 3.21. A massa específica efetiva não é comumente medida diretamente, sendo frequentemente tomada como a média entre a massa real e a aparente. Essa prática só é adequada quando o volume de poros superficiais é baixo, ou seja, para agregados de baixa absorção, inferior a 2%.

**Figura 3.21** – Esquema da partícula de agregado na determinação da  $G_{se}$



Fonte: Elaborada pelos autores.

$$G_{se} = \frac{\text{Massa seca}}{\text{Volume efetivo}} \quad (3.11)$$

Onde:

Volume efetivo = volume do sólido + volume dos poros permeáveis à água não preenchidos pelo ligante asfáltico (área interna ao tracejado).

O método de ensaio DNIT 413/2019 especifica a determinação da massa específica, densidade relativa e absorção de agregados graúdos. Deve-se consultar a norma para entender todos os passos do ensaio e seus cálculos.

A norma define procedimento para a obtenção da massa específica na condição seca (correspondente ao que vem sendo chamado aqui de  $G_{sa}$ ) e massa específica na condição de superfície saturada seca (correspondente ao que vem sendo chamado aqui de  $G_{sb}$ ), assim como da absorção ( $a$ ). São feitas três determinações de massa: massa seca ( $A$ ), massa na condição superfície saturada seca ( $B$ ) e massa imersa ( $C$ ). A expressão 3.12 define a massa específica seca ( $G_{sa}$ ):

$$G_{sa} = \frac{A}{A - C} \times 0,9971 \quad (3.12)$$

A expressão 3.13 define a massa específica da condição de superfície saturada seca ( $G_{sb}$ ):

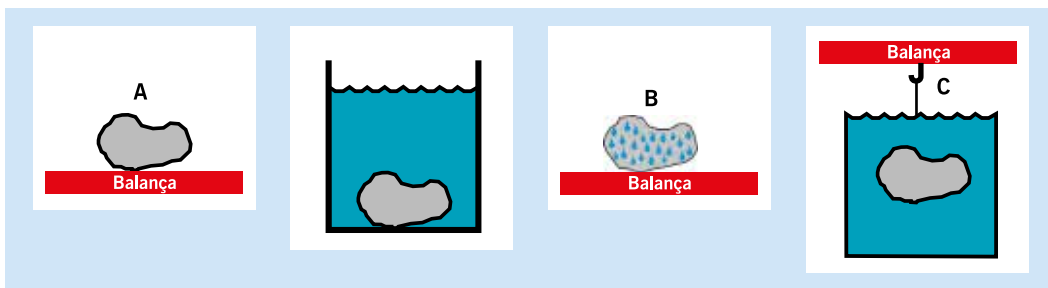
$$G_{sb} = \frac{A}{B - C} \times 0,9971 \quad (3.13)$$

A absorção, em porcentagem, é determinada pela seguinte expressão:

$$a = \frac{B - A}{A} \times 100 \quad (3.14)$$

A figura 3.22 ilustra alguns passos para a determinação das massas  $A$ ,  $B$  e  $C$  para o cálculo da  $G_{sa}$ ,  $G_{sb}$  e absorção ( $a$ ) e o esquema dos cálculos.

**Figura 3.22** – Aspectos da determinação de massas no método DNIT 4113/2019



- A – Massa do agregado seco em estufa
- B – Massa do agregado na condição superfície saturada seca
- C – Massa do agregado imerso em água

Fonte: Elaborada pelos autores.

O método de ensaio DNIT 411/2019 é adotado para a determinação da massa específica, densidade relativa e absorção de agregados miúdos. Na figura 3.23 mostram-se os passos deste ensaio na parte volumétrica utilizando picnômetro.

No caso do agregado miúdo, a condição de superfície saturada seca não é fácil de ser observada visualmente como no agregado graúdo e, portanto, a possível absorção das partículas é determinada com auxílio de um cone de moldagem como indicado na figura 3.23. A condição de superfície saturada seca é obtida quando um tronco de cone de agregado resultante da moldagem com um molde padronizado mantém-se intacto após ser desmoldado. Assim, é possível calcular também a absorção dos agregados miúdos. A norma deve ser consultada para entender todos os passos do ensaio e seus cálculos.

**Figura 3.23** – Esquema do ensaio de massa específica de agregados miúdos



Fonte: Norma DNIT.

**Figura 3.24** – Esquema do ensaio de massa específica de agregados miúdos considerando a absorção



Fonte: Mourão, 2003.

Quando se trabalha com uma mistura de duas ou mais frações (ou dois ou mais agregados), pode-se computar um valor para a massa específica média com um valor ponderado das várias frações (agregados) que constituem a mistura, pela expressão 3.15:

$$G = \frac{M1 + M2 + \dots + Mn}{\frac{M1}{G1} + \frac{M2}{G2} + \dots + \frac{Mn}{Gn}} = \frac{1}{\frac{\%1}{G1} + \frac{\%2}{G2} + \dots + \frac{\%n}{Gn}} \quad (3.15)$$

Onde:

G = massa específica média;

G1, G2, ..., Gn = massas específicas das frações (agregados) 1, 2, ..., n (aparente ou real);

M1, M2, ..., Mn = massa das frações (agregados) 1, 2, ..., n;

%1, %2, ..., %n = porcentagem das massas das frações (agregados) 1, 2, ..., n.

Em relação aos valores de G1, G2, ..., Gn usados na expressão 3.15, quando se destina à dosagem de uma mistura asfáltica, Pinto (1998) recomenda que sejam obtidos pela média entre a massa específica real e a aparente para agregados graúdos miúdos e pelo valor da massa específica real para o filer mineral usado. No capítulo 5 será discutida ainda uma outra maneira de se levar em conta a porosidade dos agregados.

#### **3.4.10 Critérios de classificação para avaliação da qualidade da rocha para a produção de agregados**

A tabela 3.5 apresenta valores limites de aceitação sugeridos pelo IPR (1998) para uso de agregados na pavimentação rodoviária e, analogamente, na literatura internacional são observadas diferentes propostas de classificações tecnológicas de agregados (LATHAM *et al.*, 2006; LIENHART, 2003; CIRIA/CUR, 1991). A tabela 3.6 apresenta uma classificação tecnológica de rocha para uso do agregado em obras portuárias, embora esse conceito seja utilizado largamente em outras aplicações do agregado (VAN DE WALL; VERHOEF, 1996). Na prática não se trata de especificação técnica, mas uma forma de enquadrar em quatro classes de qualidade os materiais rochosos passíveis de utilização como agregado. Essa classificação tem como base um conjunto de critérios que abrangem características físicas, mecânicas, tecnológicas e de alterabilidade da rocha, permitindo assim uma melhor avaliação da rocha e o seu potencial de uso como matéria-prima na produção de agregado.

Para exemplificar, na tabela 3.7 são apresentados os resultados de ensaios de caracterização de dois tipos litológicos, normalmente descartados devido a sua aparente “baixa qualidade”. Esses materiais são classificados como de qualidade inferior (“pobre a marginal”), porém, ainda assim, têm sido utilizados em barragens de enrocamento e na pavimentação rodoviária como sub-base ou base de vias de baixo tráfego ou que exijam baixa capacidade de carga. Como regra, rochas vulcânicas (basalto maciço, diabásio, riolito, dacito) e graníticas não possuem características cujo enquadramento se dá nas classes “excelente” e/ou “boa”.



**TABELA 3.6 – CRITÉRIOS PARA DEFINIÇÃO DAS QUATRO CLASSES DE ROCHA EM TERMOS DE QUALIDADE FÍSICA, MECÂNICA, TECNOLÓGICA E DE ALTERABILIDADE**

Critério	Especificação de qualidade			
	Excelente	Boa	Marginal	Pobre
Análise petrográfica*	–	–	–	–
Massa específica aparente seca, $\rho_a$ (g/cm <sup>3</sup> )	> 2,9	2,6-2,9	2,5-2,6	< 2,5
Absorção de água, $\alpha_a$ (%)	< 0,5	0,5-2,0	2,0-6,0	> 6,0
Adsorção de azul de metileno (g/100 g)	< 0,4	0,4-0,7	0,7-1,0	>1,0
Velocidade sônica, Vp (km/s)	> 6,0	4,5-6,0	3,0-4,5	< 3,0
Resistência à compressão uniaxial, $\sigma_c$ (MPa)	> 120	60-120	20-60	< 20
Resistência à carga pontual, $I_{s(50)}$ (MPa)	> 8,0	4,0-8,0	1,5-4,0	< 1,5
Resistência ao impacto do martelo de Schmidt, N	> 60	50-60	40-50	< 40
Resistência à compressão diametral, $\sigma_t$ (MPa)	> 10	5-10	2-5	< 2
Abrandamento por desgaste, $I_{d2}$ (%)	> 80	65-80	52-65	< 52
Desgaste por abrasão Los Angeles (%)	< 15	15-25	25-35	> 35
Perda no ensaio Micro-Deval (%)	< 10	10-20	10-30	> 30
Sanidade com sulfato de magnésio (MgSO <sub>4</sub> ) (%)	< 2	2-10	10-30	> 30
Perda no ensaio de alterabilidade por congelamento e degelo (%)	< 0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	> 2,0
Redução da velocidade sônica após o ensaio de alterabilidade por congelamento e degelo (%)	< 5	5-15	15-30	> 30
Redução da velocidade sônica após o ensaio de alterabilidade por congelamento e degelo (%)	< 5	5-15	15-30	> 30
Perda no ensaio de alterabilidade por saturação e secagem (%)	< 0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	> 2,0

\* Sem critério definido. O petrógrafo deverá classificar de acordo com uma das classes levando em consideração aspectos petrográficos, como mineralogia e proporção de minerais secundários, especialmente argilominerais, grau de microfissuramento, grau de alteração global da amostra.

Fonte: Modificado de Leinhardt, 2003, Latham *et al.*, 2006.

**TABELA 3.7 – SÍNTESE DOS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS COM AMOSTRAS DE BASALTO VESÍCULO-AMIGDALOIDAL E BRECHA VULCÂNICA E O ENQUADRAMENTO NAS DIFERENTES CLASSES**

Modalidade de ensaio	Classes de qualidade (modificado de lienhart, 2003)				Brecha vulcânica de Caxias do Sul/RS <sup>(a)</sup>	Basalto vesículo-amigdaloidal da UHE Salto/GO <sup>(b)</sup>
	Excelente	Boa	Marginal	Pobre		
Massa específica aparente seca, $\rho_a$ (g/cm <sup>3</sup> )	3,3-2,9	2,6-2,9	2,5-2,6	< 2,5	2,12	2,18 a 2,41
Absorção de Água, $\alpha_a$ (%)	< 0,5	0,5-2,0	2,0-6,0	> 6,0	8,2	7 a 9
Resistência à carga pontual, $I_s(50)$ (MPa)	> 8,0	4,0-8,0	1,5-4,0	< 1,5	3,1	–
Resistência à compressão uniaxial, $\sigma_c$ (MPa)	> 128	64-128	24-64	< 24	–	20 a 44
Desgaste por abrasão Los Angeles (%)	< 15	15-25	25-35	> 35	30	31 a 43
Slake-durability, $I_{d2}$ (%)	> 80	65-80	52-65	< 52	98	–
Sanidade com sulfato de magnésio (%)	> 2	2-10	10-30	> 30	18* a 27**	–
Perda no ensaio de alterabilidade por saturação e secagem em estufa (%)	< 0,1	0,1-0,5	0,5-2,0	> 2,0	–	1,9 a 6,6
Resistência ao esmagamento, E (%)	–	–	–	–	25	–
Resistência ao choque Treton (%)	–	–	–	–	13	–

\* Perda ponderada calculada de acordo com a especificação DNER-ES 316/97 - Faixa A.  
 \*\* Perda ponderada calculada de acordo com a especificação DNIT 141/2010-ES - Faixa A.



(a) Brecha vulcânica  
(Foto: Gonzatti, 2020)



(b) Basalto vesículo-amigdaloidal  
(Foto: Leyser *et al.*, 2010), 2020)

Fonte: Revista CREA-RS, 2016.

### 3.5 CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS SEGUNDO O SHRP

Segundo pesquisadores do SHRP, há um consenso de que as propriedades dos agregados têm influência direta no comportamento dos revestimentos asfálticos quanto a deformações permanentes, e afetam, embora em menor grau, o comportamento relacionado ao trincamento por fadiga e por baixas temperaturas. Eles dividiram as propriedades dos agregados em duas categorias que devem ser consideradas: as de consenso e as de origem.

### 3.5.1 Propriedades de consenso

As propriedades designadas de consenso pelos pesquisadores do SHRP são aquelas consideradas de exigência fundamental para o bom desempenho dos revestimentos asfálticos: angularidade do agregado graúdo; angularidade do agregado miúdo; partículas alongadas e achatadas e teor de argila.

Os valores especificados dessas propriedades também foram consensuais, ficando a critério de cada estado americano quaisquer exigências adicionais. Os critérios de aceitação são baseados no nível de tráfego, referido ao número equivalente de passagens de eixo padrão (N) determinado pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), e pela posição na estrutura do pavimento em que vai ser empregado o agregado. Materiais próximos à superfície e sujeitos a tráfego intenso demandam valores de propriedades de consenso mais restritivos.

#### Angularidade do agregado graúdo

A angularidade do agregado graúdo garante o atrito entre as partículas que propicia a resistência à deformação permanente. É definida como a porcentagem em peso de agregados maiores do que 4,75 mm com uma ou mais faces fraturadas. A tabela 3.8 apresenta os valores mínimos necessários da angularidade do agregado graúdo em função do nível de tráfego e da posição em que vai ser utilizado na estrutura do pavimento.

**TABELA 3.8 – CRITÉRIO DE DEFINIÇÃO DA ANGULARIDADE DO AGREGADO GRAÚDO**

N ( $\times 10^6$ ) Repetições do eixo padrão	Profundidade a partir da superfície	
	$\leq 100$ mm	$> 100$ mm
$< 0,3$	55/-	-/-
$0,3 \text{ a } < 3$	75/-	50/-
$3 \text{ a } < 10$	85/80	60/-
$10 \text{ a } < 30$	95/90	80/75
$\geq 30$	100/100	100/100

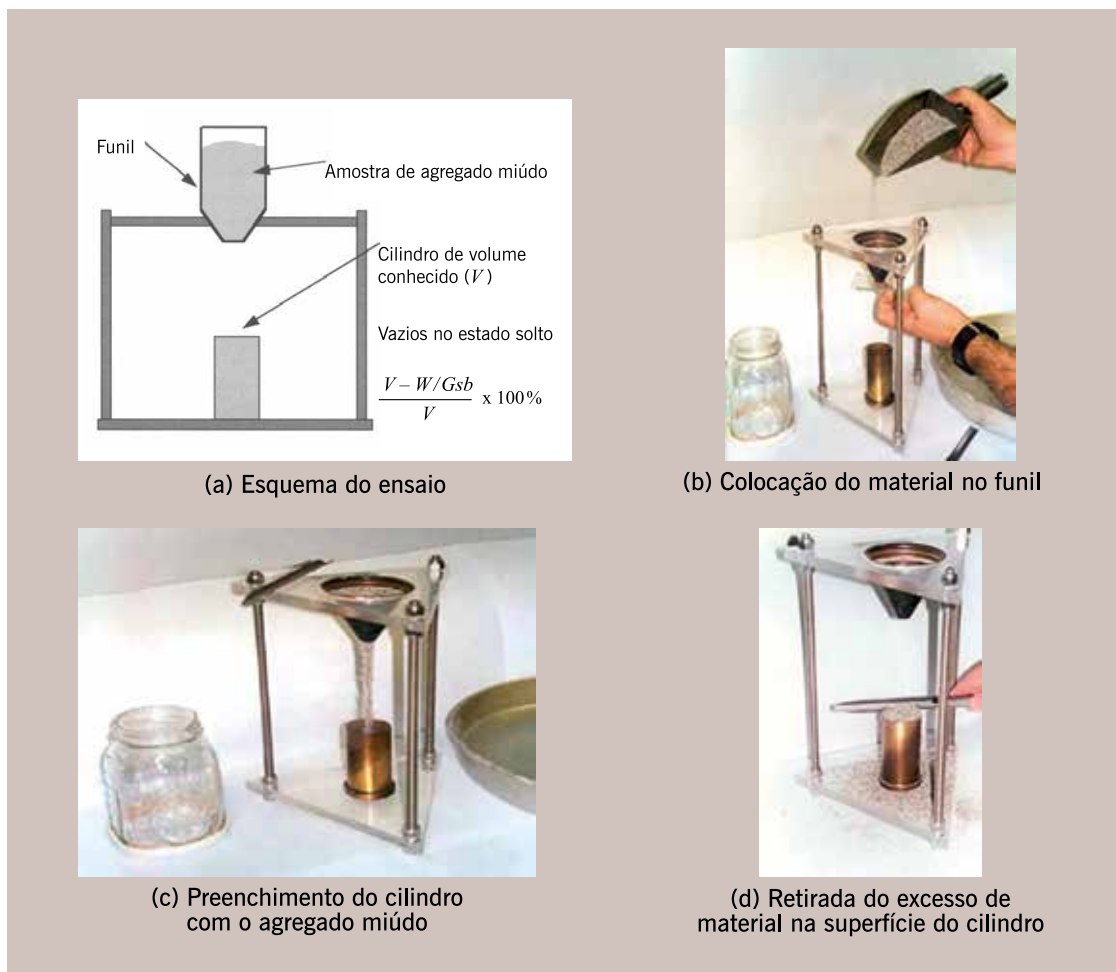
“85/80” significa que 85% do agregado graúdo têm uma ou mais faces fraturadas e 80% têm duas ou mais faces fraturadas.

Fonte: Asphalt Institute, 2007.

#### Angularidade do agregado miúdo

A angularidade do agregado miúdo garante o atrito entre as partículas que propicia a resistência à deformação permanente. É definida como a porcentagem de vazios de ar presentes em agregados com tamanhos de partículas menores que 2,36 mm, em uma condição de estado solto. Sua determinação é feita segundo o método ASTM C 1252 e DNIT 415/2019. A figura 3.25 mostra o equipamento utilizado, onde  $W$  é a massa de agregado miúdo que preenche um cilindro de volume conhecido  $V$  e  $Gsb$  é a massa específica real do agregado miúdo. Um estudo desse ensaio para algumas areias do estado de São Paulo foi feito por Gouveia (2002). As areias britadas em geral obedecem bem a essa exigência.

**Figura 3.25** – Equipamento para determinação da angularidade do agregado miúdo



Fonte: Marques, 2001.

A tabela 3.9 apresenta os valores mínimos necessários da angularidade do agregado miúdo em função do nível de tráfego e da posição em que vai ser utilizado na estrutura do pavimento.

**TABELA 3.9** – CRITÉRIO DE DEFINIÇÃO DA ANGULARIDADE DO AGREGADO MIÚDO – VALORES MÍNIMOS

N ( $\times 10^6$ ) Repetições do eixo padrão	Profundidade a partir da superfície	
	$\leq 100$ mm	$> 100$ mm
$< 0,3$	–	–
$0,3$ a $< 3$	40	40
$3$ a $< 10$	45	40
$10$ a $< 30$	45	40
$\geq 30$	45	45

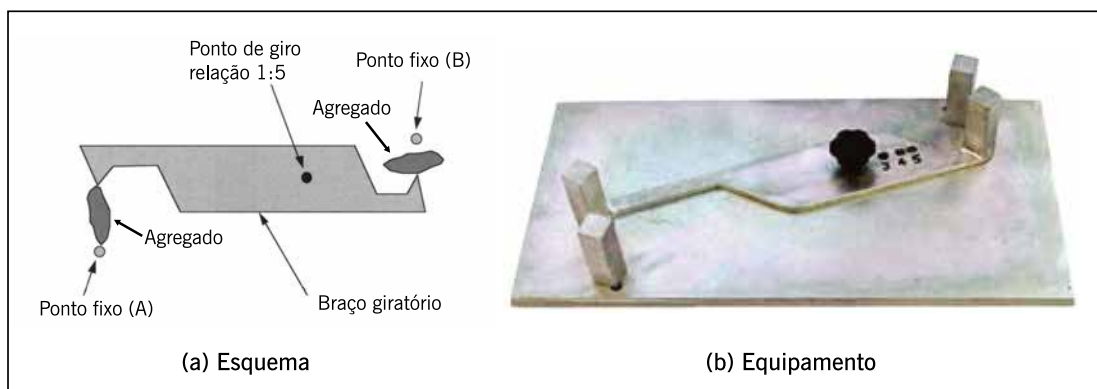
Valores são porcentagens mínimas requeridas de vazios de ar no agregado miúdo no estado solto.

Fonte: Asphalt Institute, 2007.

## Partículas alongadas e achatadas

Partículas alongadas e achatadas são expressas pela porcentagem em massa de agregado graúdo que tem a razão entre a dimensão máxima e a dimensão mínima maior do que 5, sendo indesejáveis porque têm a tendência de quebrar durante o processo de construção e sob a ação do tráfego. Essa razão é determinada pelo método ASTM D 4791 na fração do agregado graúdo maior do que 4,75 mm. A figura 3.26 mostra o equipamento utilizado.

Figura 3.26 – Medição de partículas alongadas e achatadas



Fonte: Elaborada pelos autores.

São medidos dois valores nesse ensaio: a porcentagem de partículas alongadas e a porcentagem de partículas achatadas. A tabela 3.10 apresenta os valores máximos admissíveis de partículas alongadas e achatadas do agregado graúdo em função do nível de tráfego.

TABELA 3.10 – VALORES MÁXIMOS PERCENTUAIS DE PARTÍCULAS ALONGADAS E ACHATADAS

N ( $\times 10^6$ ) Repetições do eixo padrão	Máximo (%)
< 0,3	–
0,3 a < 3	–
3 a < 10	10
10 a < 30	10
$\geq 30$	10

Fonte: Asphalt Institute, 2007.

## Teor de argila

O teor de argila é definido como a porcentagem de material argiloso na fração do agregado menor do que 4,8 mm. É determinada pelo ensaio de equivalente de areia. A tabela 3.11 apresenta os valores mínimos admissíveis de equivalente de areia em função do nível de tráfego.

**TABELA 3.11 – VALORES MÍNIMOS PERCENTUAIS DE EQUIVALENTE DE AREIA**

<b>N (<math>\times 10^6</math>) Repetições do eixo padrão</b>	<b>Equivalente de areia, mínimo, %</b>
< 0,3	40
0,3 a < 3	40
3 a < 10	45
10 a < 30	45
$\geq 30$	50

Fonte: Asphalt Institute, 2007.

### **3.5.2 Propriedades de origem**

São propriedades que dependem da origem do agregado; seus valores limites para aceitação são definidos localmente pelos órgãos ou agências. Essas propriedades são a resistência à abrasão, a sanidade e a presença de materiais deletérios, determinadas conforme os métodos descritos anteriormente.

## **3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Os agregados compõem a maior parte das misturas asfálticas. Também são usados largamente nas camadas de base e sub-base. No caso dos tratamentos superficiais, as características dos agregados são fundamentais para o sucesso desse tipo de revestimento.

A seleção adequada desses materiais tem importância fundamental na vida útil das camadas asfálticas e do pavimento. Como um material natural seu consumo na maior parte das obras rodoviárias é muito grande e nem sempre estão disponíveis em distâncias próximas ao local de aplicação. Mas cuidados especiais na seleção e exploração das pedreiras e nas britagens podem ajudar a obter agregados mais adequados sob os aspectos físicos e mecânicos. Os conceitos de sustentabilidade devem estar presentes em todas as etapas de seleção e uso desses materiais da natureza.

Agregados artificiais também podem ser utilizados com sucesso em obras de pavimentação, especialmente nas bases e sub-bases, e também sob algumas circunstâncias nas misturas asfálticas.

A composição granulométrica, específica para cada aplicação, também tem papel relevante nos resultados mecânicos e na durabilidade dos pavimentos. Alguns desses aspectos serão tratados nos próximos capítulos.

## **AGRADECIMENTO**

Ao professor Clóvis Gonzatti do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela colaboração na revisão e sugestões relativas à mineralogia de materiais pétreos e seu emprego em serviços de pavimentação.

## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AMARAL, S. C. *Estudo de misturas laterita-asfalto da região metropolitana de Belém-PA para revestimentos de pavimento*. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2004. doi: 10.11606/T.3.2004.tde-07102004-100043. 2004.
- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTOT 85: *standard method of test for specific gravity and absorption of coarse aggregate*. USA, 1991.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6954: *lastro padrão: determinação da forma do material*. Rio de Janeiro, 1989.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 52: *agregado miúdo: determinação de massa específica e massa específica aparente*. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 53: *agregado graúdo: determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água*. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR 9935: *agregados: terminologia*. Rio de Janeiro, 2005.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 1252: *standard test methods for uncompact void content of fine aggregate (as influenced by particle shape, surface texture and grading)*. USA, 1993.
- \_\_\_\_\_. ASTM C 702: *standard practice for reducing samples of aggregate to testing size*. USA, 1998.
- \_\_\_\_\_. ASTM D 1075-96: *standard test method for effects of water on compressive strength of compacted bituminous mixtures*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. ASTM D 4791-99: *standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. ASTM C 127: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate*. USA, 2004.
- \_\_\_\_\_. ASTM C 125: *standard terminology relating to concrete and concrete aggregates*. USA, 2005.
- ASPHALT INSTITUTE. The asphalt handbook. *Manual Series*, n. 4 (MS-4), 2007.
- \_\_\_\_\_. Superpave mix design. *Superpave Series*, n. 2 (SP-2), 2001.
- BRONDANI, C. *Estudo do efeito deletério da água em misturas asfálticas a quente produzidas no Rio Grande do Sul*. Dissertação. UFSM. 2019.
- CABRAL, G. L. L. *Metodologia de produção e emprego de agregados de argila calcinada para pavimentação*. 2005. Dissertação (Mestrado) – IME, Rio de Janeiro, 2005.
- CIRIA/CUR. *Manual on the use of rock in coastal engineering*. CIRIA Special Publication 83, CUR Report 154. Rotterdam, Balkema, 1991.
- DAER – DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL-ES-P 07/91: *Macadame a seco*. Porto Alegre, 1991.

DIÓGENES, L. M. *Avaliação da influência da britagem nas propriedades de forma de agregados por meio do processamento digital de imagens estudo de caso na Região Metropolitana de Fortaleza*. 2015. 93f. UFC, Fortaleza, CE, 2015.

\_\_\_\_\_. *Avaliação das relações entre propriedades de agregados minerais com base nas características do processo de britagem da rocha de origem*. 2018. 146f. UFC, 2018.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-IE 006/94: *materiais rochosos usados em rodovias: análise petrográfica*. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 053/94: *misturas betuminosas: percentagem de betume*. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 078/94: *agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 089/94: *agregados: avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções desulfato de sódio ou de magnésio*. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 093/94: *solos: determinação da densidade real*. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 222/94: *agregado sintético fabricado com argila: desgaste por abrasão*. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 035/95: *peneiras de malhas quadradas para análise granulométrica de solos*. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 084/95: *agregado miúdo: determinação da densidade real*. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. DNER-PRO 199: *redução de amostras de campo de agregados para ensaio de laboratório*. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 054/97: *equivalente de areia*. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. DNER-PRO 120/97: *coleta de amostras de agregados*. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 197/97: *agregados: determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos*. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 367/97: *material de enchimento para misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 035/98: *agregados: determinação da abrasão Los Angeles*. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 081/98: *agregados: determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 083/98: *agregados: análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 096/98: *agregado graúdo: avaliação da resistência mecânica pelo método dos 10% de finos*. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 397/99: *agregados: determinação do índice de degradação Washington – IDW*. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 398/99: *agregados: determinação do índice de degradação após compactação Proctor IDP*. Rio de Janeiro, 1999.



- \_\_\_\_\_. DNER-ME 399/99: *agregados*: determinação da perda ao choque no aparelho Treton. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 400/99: *agregados*: desgaste após fervura de agregado pétreo natural. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 401/99: *agregados*: determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante – IDM. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-EM 367/97: *material de enchimento para misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. DNIT 141/2010-ES: *pavimentação*: base estabilizada granulometricamente, 2010.
- \_\_\_\_\_. DNIT 152/2010-ES: *pavimentação*: base de macadame hidráulico, 2010.
- \_\_\_\_\_. DNIT 180/2018-ME: *pavimentação*: misturas asfálticas – determinação do dano por umidade induzida. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. *Manual de pavimentação*. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT/Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 411/2020-ME: *pavimentação – misturas asfálticas – massa específica, densidade relativa e absorção de agregado miúdo para misturas asfálticas – método de ensaio*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 412/2020-ME: *pavimentação – misturas asfálticas – análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos e misturas de agregados por peneiramento – método de ensaio*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 413/2020-ME: *pavimentação – misturas asfálticas – massa específica, densidade relativa e absorção de agregado graúdo para misturas asfálticas – método de ensaio*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 415/2020-ME: *pavimentação - mistura asfáltica – teor de vazios de agregados miúdos não compactados – método de ensaio*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 424/2020-ME: *pavimentação*: agregado: determinação do índice de forma com crivos. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. DNIT 425/2020-ME: *pavimentação*: agregado: determinação do índice de forma com paquímetro. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. DNIT 429/2020-ME: *agregados – determinação da porcentagem de partículas achatadas e alongadas em agregados graúdos – método de ensaio*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 430/2020-ME: *agregados – determinação da porcentagem de partículas fraturadas em agregados graúdos – método de ensaio*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 432/2020-ME: *agregados – determinação das propriedades de forma por meio do processamento digital de imagens (PDI) – método de ensaio*.
- FERNANDES, C. G. *Caracterização mecânica de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição dos municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para uso em pavimentação*. 2004. 109f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.
- GOUVEIA, L. T. *Avaliação do ensaio de angularidade do agregado fino (FAA) da especificação Superpave*. 2002. 139f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2002.

- GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G. Execução de revestimento asfáltico com agregado de laterita lavada no Acre. *In: Encontro de Asfalto*, 13., 2000, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2000. p. 86-95.
- HUNTER, R. N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Publishing, 2000.
- IBIAPINA, D. S. *Avaliação do efeito da mineralogia de agregados nas propriedades mecânicas e funcionais de misturas asfálticas*. Dissertação. 2014. UFC.
- \_\_\_\_\_. *et al. Avaliação da relação entre angularidade de agregados e parâmetros do esqueleto mineral das misturas asfálticas*. 2017. XIX CILA. Congresso Ibero Latinoamericano de Asfalto, 2017, Medellín. Colômbia.
- \_\_\_\_\_. *Proposição de um sistema de classificação das propriedades de forma de agregados caracterizados com o uso do processamento digital de imagens para a seleção de materiais brasileiros*. 2018. Tese. UFC.
- \_\_\_\_\_; CASTELO BRANCO, V. T. F.; MOTTA, L. M. G. *Avaliação do impacto da mudança das propriedades de forma de agregados na formação do esqueleto mineral de misturas asfálticas*. 32. Congresso da Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes (ANPET), 2018, Gramado.
- \_\_\_\_\_. *et al. Proposição de um sistema de classificação das propriedades de forma de agregados caracterizados com o uso do processamento digital de imagens a partir de materiais oriundos do Brasil*. *Transportes* (Rio de Janeiro), v. 26, p. 116-128, 2018.
- \_\_\_\_\_. *et al. Análise estatística da qualidade das medidas das propriedades de forma de agregados com o uso do processamento digital de imagens (PDI)*. *Transportes* (Rio de Janeiro), v. 28, p. 99-110, 2020.
- IPR – INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. *Estudos e pesquisas de rochas de pedreiras para estabelecimento de critérios de qualidade frente às normas e procedimentos existentes e sua aceitação*. Relatório final. ECL – Engenharia, Consultoria e Economia S.A. Rio de Janeiro, 1998.
- LATHAM, J. P.; LIEENHART, D.; DUPRAY, S. Rock quality, durability and service life prediction of armourstone. *Engineering Geology*, v. 87, n. 1, p. 122-140, 2006.
- LEITE, L. M. F. *et al. A importância das características dos agregados no desempenho das misturas asfálticas*. Disponível em: e-book em PDF. [www.biblioteca.ibp.org.br](http://www.biblioteca.ibp.org.br) ISBN: 978-65-88039-03-8. 2021.
- LEYSER, S. D. L. *et al. Emprego do basalto vesículo-amigdaloidal em obras definitivas na UHE Salto (GO)*. *In: COBRAMSEG 2010 – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. ABMS/Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Gramado-RS, 8p.
- LIEENHART, D. A. A systems approach to evaluation of riprap and armor stone sources. *Environmental & Engineering Geoscience*, v. IX, n. 2, p. 131-149, 2003.
- LIMA, C. D. A. *Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos*. 2016. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; SOARES J. B. Desenvolvimento de metodologia para avaliação da adesividade agregado-ligante com o uso de processamento digital de imagem. *Transportes*, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.14295/transportes.v27i1.1552>.

- \_\_\_\_\_; BABADOPULOS L. F. A. L.; SOARES J. B. Aggregate-binder adhesiveness assessment and investigation of the influence of morphological and physico-chemical properties of mineral aggregates. *Road Materials and Pavement Design*, n. 20, p. 1-12, 2019a. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1588773>.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Moisture-induced damage resistance, stiffness and fatigue life of asphalt mixtures with different aggregate-binder adhesion properties. *Construction and Building Material*, n. 216, p. 166-175, 2019b. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.241>.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Effect of aggregate shape properties and binder's adhesiveness to aggregate on results of compression and tension/compression tests on hot mix asphalt. *Materials and Structures*, n. 53, p. 1-15, 2020a. Disponível em: <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01472-1>.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Influence of aggregate-binder adhesion on fatigue life of asphalt mixtures. *Journal of Testing and Evaluation*, v. 48, n. 1, p. 150-160, 2020b. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/JTE20190109>.
- \_\_\_\_\_ et al. Evaluating the effect of amine-based anti-stripping agent on the fatigue life of asphalt pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/10298436.2020.1870687>.
- MARQUES, G. L. O. *Procedimentos de avaliação e caracterização de agregados minerais usados na pavimentação asfáltica*. Seminário de qualificação ao doutoramento – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.
- METSO MINERALS. *Manual de britagem*. 6. ed. São Paulo: Metso Brasil Indústria e Comércio Ltda., 2005.
- MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M. Efeito do fíler nas características mecânicas das misturas asfálticas. In: 11. Congresso Panamericano de Engenharia de Trânsito e Transporte, 2000, Gramado. *Anais...* Rio de Janeiro: Anpet, 2000. p. 1.007-17.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Editora Villibor, 1995.
- PAZOS, A. G. *Efeitos de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas*. 2015. Dissertação de Mestrado. Coppe/UFRJ.
- PINTO, C.S. *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- PINTO, S. *Materiais pétreos e concreto asfáltico: conceituação e dosagem*. Rio de Janeiro: IME, 1998.
- REVISTA CREA-RS. Aproveitamento de rocha vulcânica alterada em minas de produção de brita. Implicações financeiras e ambientais. *Conselho em Revista*, jul./ago., v. 15, 2016.
- ROBERTS, F. L. et al. *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*. 2. ed. Lanham, Maryland: Napa Research and Education Foundation, 1996.
- SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Shell Bitumen/Thomas Telford Publishing, 2003.

- SCHUMACHER, A. G. *Avaliação dos efeitos da expansão de agregados siderúrgicos nas características do material e no desempenho de misturas asfálticas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), UFES, Vitória, ES. 2018.
- SCHNEIDER, A. W.; PIRES DA ROCHA, F. X. *Emprego de basaltos em pavimentação rodoviária*. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação 433. 43p. 1968.
- SILVA, C. A. R. *Estudo do agregado reciclado de construção civil em misturas betuminosas para vias urbanas*. Dissertação (Mestrado Profissional), UFOP, Ouro Preto, MG. 2009.
- SILVA, P. B. *Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S*. 2005. 132f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2005.
- SUZUKI, K. Y. *Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2019. doi:10.11606/D.3.2019.tde-21082019-141957.
- TROTTA, R. P. C. *Quantificação da degradação mecânica e avaliação da heterogeneidade de agregados por processamento digital de imagem (PDI)*. 2020. Dissertação. Instituto de Geociências. Departamento de Geologia. UFRJ.
- UNGER FILHO, W. *Estudo de mistura asfáltica reciclada a frio produzida com 100% de revestimento asfáltico fresado e agente de reciclagem emulsionado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2018. doi:10.11606/D.3.2019.tde-25032019-102457. 2018.
- VAN DE WALL, A. R. G.; VERHOEF, P. N. W. *Geological construction materials*. Delf University of Technology, GEOMAT.17 – W-DWW-96-122. 79p. 1996.
- WAPA – WASHINGTON ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *The WAPA asphalt pavement guide*. Washington, DC, 2004.
- WEINERT, H. H. Engineering petrology for roads in South Africa. *Engineering Geology*, v. 2, n. 6, p. 363-395, 1968.
- WOODS, K. B. *Highway engineering handbook*. New York: McGraw Hill, 1960.

## 4.1 INTRODUÇÃO

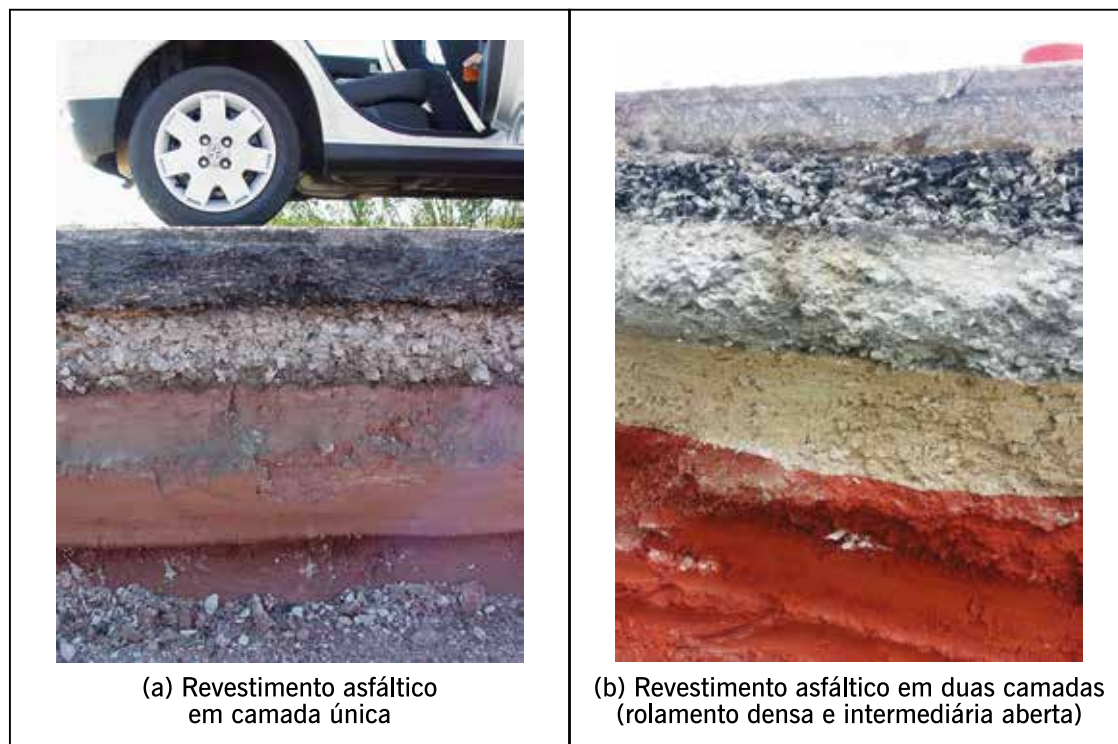
Os pavimentos são estruturas de múltiplas camadas, sendo que o revestimento asfáltico recebe a atuação direta do contato das rodas dos veículos e, mais diretamente, a ação climática dada sua elevada área de exposição às intempéries. Portanto, na concepção tradicional, o revestimento asfáltico deve ser tanto quanto possível impermeável para restringir a entrada direta de águas pluviais e resistente aos esforços do contato pneu-pavimento em movimento, que são variados conforme a magnitude de carga, a área de contato dos pneus na superfície e a velocidade dos veículos.

Na maioria dos pavimentos brasileiros usa-se como revestimento uma mistura de agregados minerais, de várias dimensões, podendo também variar quanto à fonte, com ligantes asfálticos que, de forma adequadamente proporcionada e processada, garanta ao serviço executado os requisitos de impermeabilidade, flexibilidade, estabilidade às deformações permanentes, durabilidade à desagregação e envelhecimento, resistência à derrapagem dos pneus, resistência à fadiga e ao trincamento térmico, de acordo com o clima e o tráfego previstos para o local.

Os requisitos técnicos e de qualidade de um pavimento asfáltico serão atendidos com um projeto de dimensionamento adequado da estrutura do pavimento, com espessuras e propriedades mecânicas das camadas asfálticas que atendam às necessidades estruturais, de permeabilidade e de atrito superficial para as quais foram concebidas. As misturas asfálticas empregadas no revestimento ou mesmo em camadas de base devem seguir inicialmente uma rigorosa seleção de tipo de misturas para o pleno atendimento dos requisitos de projeto e, em seguida, um adequado projeto de dosagem, compatível com sua função e com as outras camadas da estrutura do pavimento. Essa dosagem passa pela escolha adequada de materiais dentro dos requisitos comentados nos capítulos 2 e 3, podendo ainda ser adicionados aditivos diversos, como melhoradores de adesividade, fibras, e outros produtos e materiais, proporcionados de forma a resistirem às solicitações previstas do tráfego e do clima.

Nos casos mais comuns, até um determinado volume de tráfego, um revestimento asfáltico de um pavimento novo consiste em uma única camada de mistura asfáltica (figura 4.1a). Com volumes de tráfego maiores, os revestimentos asfálticos podem incluir mais de uma camada de diferentes misturas asfálticas (figura 4.1b).

**Figura 4.1** – Exemplo de estruturas de pavimento com revestimentos asfálticos



Fontes: Ceratti, 2006 (a); Bernucci, 2008 (b).

O material de revestimento asfáltico pode ser fabricado em usina específica (misturas usinadas), fixa ou móvel, ou preparado na própria pista (tratamentos superficiais). Os revestimentos asfálticos usinados são também identificados quanto ao tipo de ligante: misturas asfálticas usinadas a quente com o uso de CAP ou asfaltos modificados por polímeros, borracha ou outros modificadores, misturas asfálticas usinadas mornas (com redução de temperatura de usinagem e de execução) ou misturas usinadas a frio com o uso de EAP. As misturas asfálticas ainda podem ter como aglutinante espuma de asfalto, que é a mistura de asfalto quente com água à temperatura ambiente o que provoca um aumento de volume (a espuma) do ligante, que é misturada aos materiais granulares e fíleres. Atualmente, as misturas usinadas com EAP ou com espuma de asfalto são empregadas com o uso de *reclaimed asphalt pavement* (RAP). As misturas usinadas podem ser separadas quanto à distribuição granulométrica em: densas, abertas e descontínuas, como visto no capítulo 3. Os tratamentos superficiais preparados em pista podem também ser a quente, com emprego de CAP ou asfaltos modificados, ou a frio com EAP, modificadas ou não. Alguns revestimentos podem ser processados em usinas móveis especiais que promovem a mistura agregados-ligante imediatamente antes da colocação no pavimento, podendo ser separadas em misturas novas relativamente fluidas (lama asfáltica e microrrevestimento). Cada uma dessas misturas tem requisitos próprios de dosagem e atendem a certa finalidade, sempre associada a espessuras calculadas em função do tráfego e do tipo de materiais existentes nas outras camadas.

Vale comentar que, neste livro, será dado destaque às especificações do antigo DNER ou do atual DNIT por serem de cunho nacional, muito conhecidas no meio técnico, e, muitas vezes, por servirem de base para as especificações estaduais. Porém, outras serão citadas, de uso regional ou mesmo de outros países por serem empregadas no nosso meio rodoviário e viário urbano. Cabe ao engenheiro de pavimentação procurar informações em cada estado ou em

cada órgão responsável pela obra em questão para atender a eventuais requisitos particulares. A ideia do livro é mostrar os conceitos básicos associados aos revestimentos asfálticos, não se propondo a esgotar neste capítulo a descrição de uma expressiva gama de tipos de revestimentos asfálticos e de bases asfálticas existentes no mundo, cabendo ao leitor a busca por outras fontes e o aprofundamento do conhecimento.

## 4.2 MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE E MORNAS

A mistura de agregados e ligante asfáltico, com adição ou não de outros aditivos, é realizada em usina estacionária, onde os componentes (agregados e o ligante) entram em temperatura adequada para promover o recobrimento completo dos agregados e a mistura para boa homogeneidade. As misturas asfálticas a quente são tradicionalmente aplicadas no país e, há mais de uma década, introduziram-se no Brasil as técnicas de misturas asfálticas mornas para redução da temperatura de usinagem, de transporte e de aplicação (MOTTA, 2011; WARGHA FILHO, 2013). Elas podem ser vistas no capítulo 8. A mistura asfáltica a quente ou morna é transportada por caminhão basculante para a pista, onde é distribuída em espessura adequada por equipamento apropriado, denominado vibroacabadora. Em alguns casos, para evitar principalmente segregação das misturas asfálticas, pode-se empregar um equipamento intermediário, *shuttle buggy*, alocado entre o caminhão e a vibroacabadora, que re-homogeneiza a mistura asfáltica, antes de alimentar a vibroacabadora por uma correia transportadora. Em seguida, a mistura asfáltica já distribuída é compactada, até atingir um grau de compressão tal que resulte em um arranjo estrutural estável e resistente, tanto às deformações permanentes quanto às deformações elásticas repetidas da passagem do tráfego. A dosagem das misturas asfálticas usinadas será tratada no capítulo 5; enquanto a produção, o transporte e as técnicas executivas serão mostradas no capítulo 8.

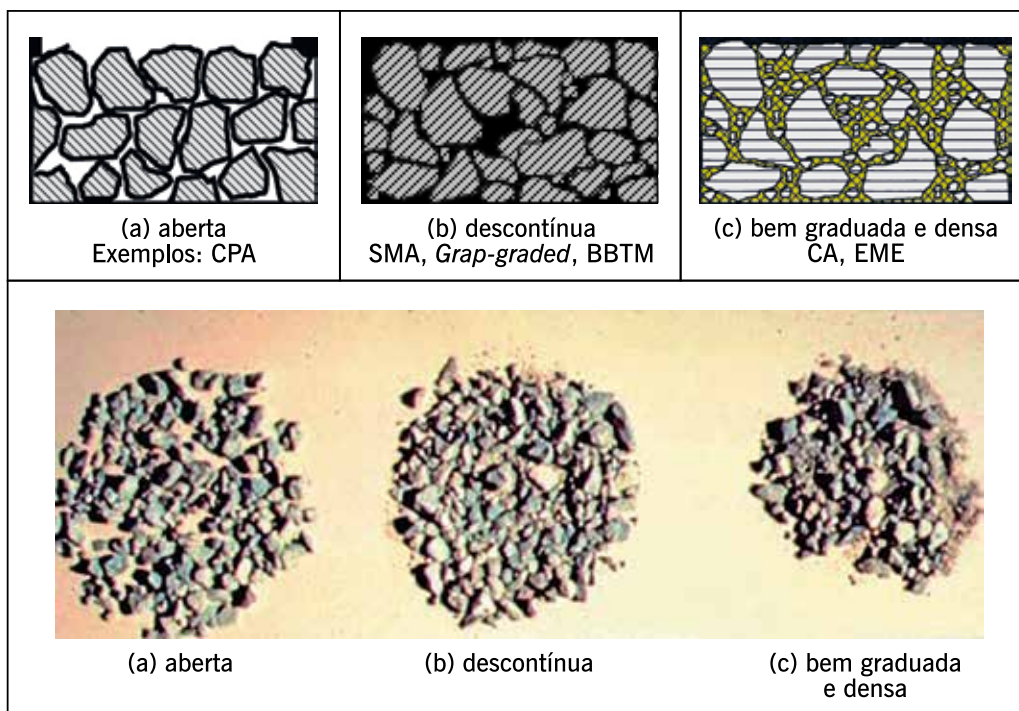
As misturas a quente e as mornas distinguem-se em vários tipos, de acordo com o padrão granulométrico empregado e as exigências de características mecânicas, em função da aplicação a que se destinam. A mistura asfáltica usinada mais empregada no Brasil é o CA, também denominado concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). Trata-se do produto da mistura convenientemente proporcionada de agregados de vários tamanhos, fíler e cimento asfáltico, podendo ter ainda alguns aditivos, aquecidos em temperaturas previamente escolhidas, em função da característica viscosidade-temperatura do ligante. As misturas asfálticas a quente também se dividem em grupos específicos em função da granulometria dos agregados, sendo os três tipos mais usuais os seguintes:

- graduação **bem graduada densa**: curva granulométrica contínua e bem graduada, de forma a proporcionar um esqueleto mineral de grande intertravamento, com poucos vazios com ar disponível, visto que os agregados de dimensões menores preenchem os vazios dos maiores. Exemplo: CA;
- graduação **aberta**: curva granulométrica uniforme com agregados quase exclusivamente de um mesmo tamanho, de forma a proporcionar um esqueleto mineral com muitos vazios interconectados, com insuficiência de agregados miúdos (em geral de fração-areia fina e média) e de material fino (menor que 0,075 mm) para preencher os vazios entre as partículas maiores, com o objetivo de tornar a mistura com elevado volume de vazios com ar e, portanto, drenante, possibilitando a percolação de água no interior da mistura asfáltica. Exemplo: mistura asfáltica drenante, conhecida no Brasil por CPA;

- graduação **descontínua**: curva granulométrica com proporção dos grãos de maiores dimensões em quantidade dominante em relação aos grãos de dimensões intermediárias, completados por certa quantidade de finos, de forma a ter uma curva descontínua, com reduzida quantidade ou mesmo nenhuma fração em certas peneiras, com o objetivo de tornar o esqueleto mineral mais resistente à deformação permanente com o maior número de contatos entre os agregados de maiores dimensões. Os vazios entre os agregados de maior dimensão são preenchidos por uma argamassa ou mástique constituído por agregados miúdos britados, filer, asfalto e, em alguns tipos, ainda fibras como aditivo. Exemplos: matriz pétrea asfáltica (*stone matrix asphalt* – SMA), que se constitui de uma mistura descontínua densa, impermeável; mistura sem agregados de certa graduação (*gap-graded*), que pode ser densa ou mais porosa; concreto asfáltico descontínuo delgado (*béton bitumineux très mince* – BBTM) que é em geral poroso ou possui certa quantidade de poros interligados; concreto asfáltico descontínuo ultra-delgado (*béton bitumineux ultra-mince* – BBUM), que também é em geral poroso ou possui certa quantidade de poros interligados.

A figura 4.2 mostra exemplos de composições de agregados de diferentes graduações. A figura 4.3 mostra as diversas frações que compõem um CA, como ilustração da participação de todos os tamanhos em quantidades proporcionais. A figura 4.4 apresenta exemplos de curvas granulométricas que ilustram os três tipos de composição do esqueleto mineral. A figura 4.5 mostra exemplos de corpos de prova moldados em laboratório ou extraídos do campo, bem como de revestimentos asfálticos executados em campo, de quatro tipos de mistura asfáltica: CA (densa), CPA (aberta ou porosa), BBTM (descontínua) e SMA (descontínua). A figura 4.6 apresenta uma amostra extraída de um revestimento asfáltico de pista de rodovia de tráfego pesado, exibindo três camadas de misturas asfálticas.

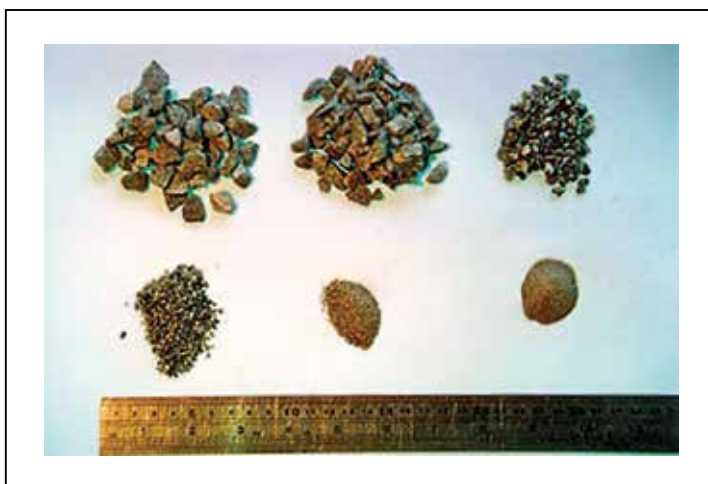
**Figura 4.2** – Exemplos de composições granulométricas dos tipos de misturas a quente



Fonte: Bernucci *et al*, 2008.

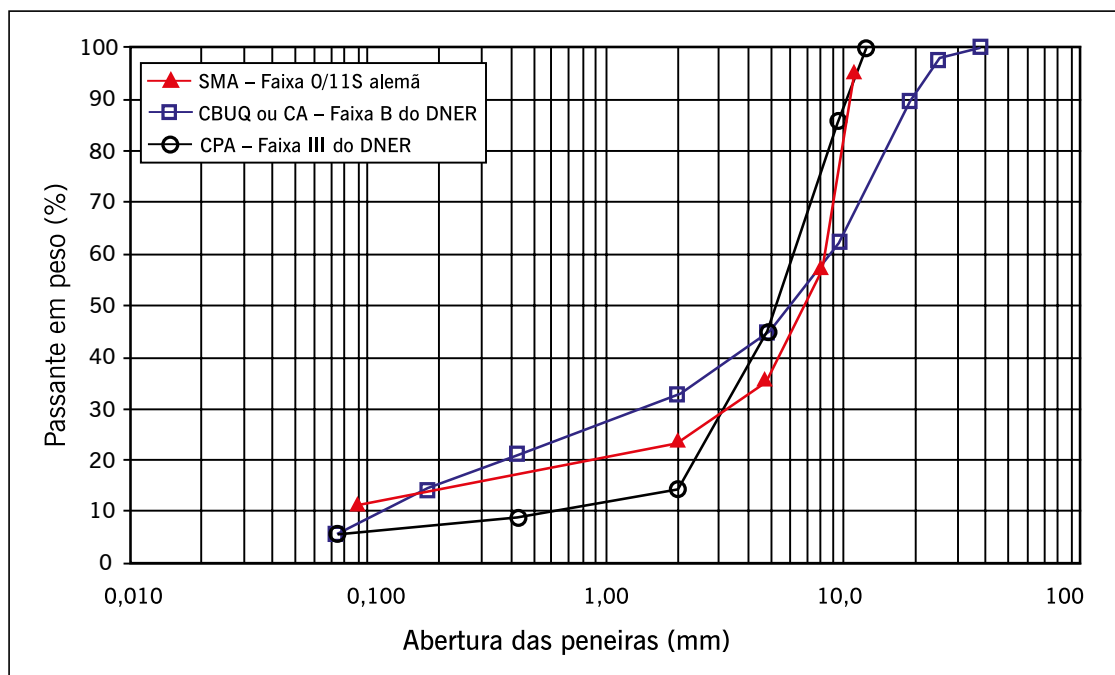


Figura 4.3 – Exemplos de várias frações de agregados e fíler que compõem um CA – mistura densa ou bem graduada e contínua



Fonte: Bernucci *et al*, 2008.

Figura 4.4 – Exemplos de curvas granulométricas de diferentes misturas asfálticas a quente



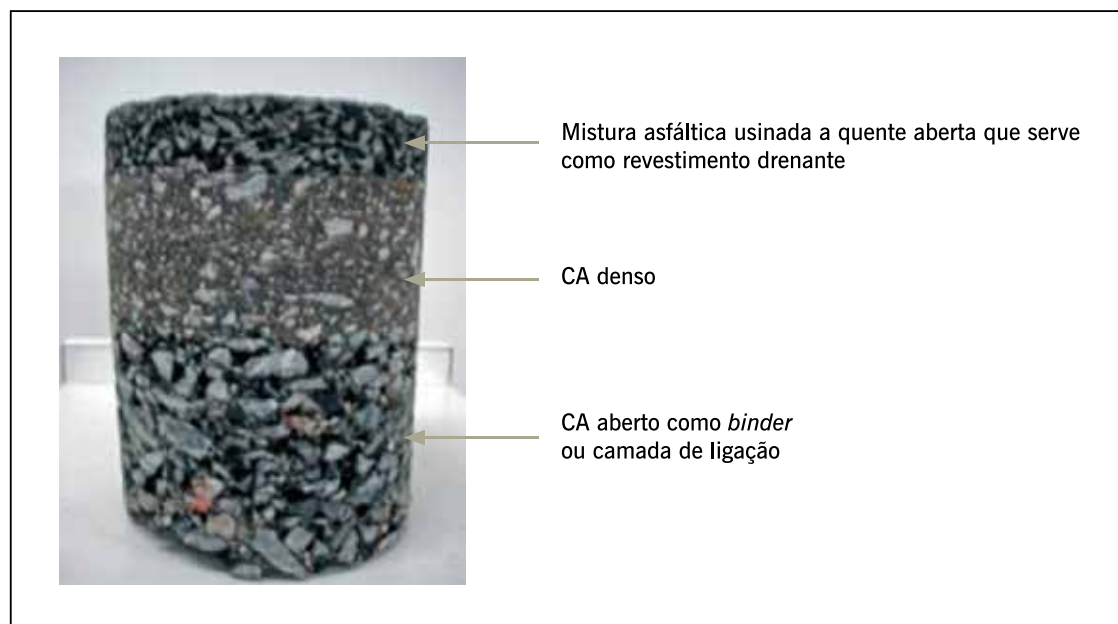
Fonte: Bernucci *et al*, 2008.

**Figura 4.5** – Exemplos de corpos de prova de misturas asfálticas a quente e aspectos de campo

 <p>(a)</p>  <p>(c)</p>	 <p>(b)</p>  <p>(d) Foto: Strufaldi, 2010</p>
<p>CA e PA:</p> <p>(a) Corpo de prova de CA na faixa B do DNIT, graduação bem graduada e densa;</p> <p>(b) Corpo de prova cilíndrico extraído de pista de CPA;</p> <p>(c) Foto em corte da espessura de CPA denso aplicado em pista;</p> <p>(d) CPA aplicada em pista.</p>	
 <p>(e) Foto: Patrícia Ferreira, 2006</p>	 <p>(f) Foto: Patrícia Ferreira, 2006</p>
<p>Camada de CA descontínuo delgado tipo BBTM:</p> <p>(e) corpo de prova extraído de placa remoldada em laboratório;</p> <p>(f) BBTM aplicado em pista.</p>	
 <p>(g) Foto: Patrícia Ferreira, 2006</p>	 <p>(h) Foto: Reis, 2001</p> <p>Stone Matrix Asphalt SMA mistura asfáltica descontínua:</p> <p>(g) Corpos de prova SMA 0/11 S sobre SMA 0/5;</p> <p>(h) SMA 0/11 S aplicado em pista.</p>

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 4.6** – Corpo de prova extraído de pista mostrando a composição do revestimento asfáltico de três camadas distintas



Fonte: Elaborada pelos autores.

Todos esses tipos de misturas asfálticas são utilizados como revestimento de pavimentos de qualquer volume de tráfego, desde o muito baixo ou leve, até o muito elevado e pesado como será mostrado neste capítulo, sendo que os tipos especiais, de graduação aberta ou descontínua, como o CPA, o *gap-graded*, BBTM e SMA, sempre são colocados sobre outra camada pre-existente de CA ou de outro material, até de concreto de cimento Portland. Esses tipos especiais são excelentes camadas de rolamento já que propiciam elevado conforto ao diminuir o ruído e melhor aderência em dias de chuva em comparação com os CAs. O SMA tem sido também empregado em granulometrias com diâmetro nominal máximo maior, como SMA 0/16, ou SMA 0/22, seja como camadas de rolamento de locais sujeitos a cargas muito pesadas, como pátios portuários ou aeroportuários, bem como camadas intermediárias de revestimento ou mesmo camadas de base asfáltica.

Quando a espessura de projeto do revestimento for maior que 80 mm, é comum no Brasil fazer uma subdivisão em duas camadas para fins de execução; a superior que fica em contato com os pneus dos veículos é chamada de camada de rolamento ou simplesmente de “capa”, a inferior chamada de “binder” ou camada de ligação. No Brasil, tradicionalmente, as camadas de rolamento têm requisitos de vazios bastante restritos, para garantir a impermeabilidade, embora haja situações em que se requerem camadas drenantes para melhoria de aderência em dias de chuva, optando-se nessas situações por CPAs ou camadas de misturas descontínuas. A camada inferior do revestimento asfáltico é citada como camada de ligação ou intermediária e pode ser projetada com um índice de vazios ligeiramente maior, com a finalidade de diminuir o teor de ligante e reduzir custos da massa asfáltica, embora, em muitos projetos, a camada intermediária possa ser igual à de rolamento ou, se não a mesma, também uma camada asfáltica densa e bem graduada, podendo até ser usinada com asfalto modificado para resistir melhor à fadiga por repetição de tensões de tração ou mesmo por esforços cortantes. As características mecânicas e de flexibilidade da mistura devem ser levadas em conta no dimensionamento do pavimento.

Os pré-misturados a quente que não atendem a requisitos granulométricos de camada intermediária ou de nivelamento, mas são preparados com tamanhos nominais máximos de agregados graúdos de dimensões maiores do que no concreto asfáltico, são referidos genericamente de PMQ, devendo atender à especificação de serviço particular. Em alguns casos o PMQ é empregado como base asfáltica.

Todas essas misturas asfálticas descritas são em geral usinadas a quente, com ligantes e agregados aquecidos em temperaturas em geral superiores a 150 ou 160°C (ver capítulo 8). No princípio da década de 2010, iniciou-se no Brasil o uso de aditivos que permitem a redução de temperatura de usinagem. Essas técnicas viabilizam a diminuição em 20 a 30°C em geral no processo de usinagem, o que reduz consideravelmente a energia despendida em aquecimento dos insumos e, também, a emissão de gases de efeito estufa (MOTTA, 2011). Essas misturas são denominadas no Brasil de misturas asfálticas mornas (MAM). Há técnicas que promovem maior redução de temperatura no processo de produção, mas que não são empregadas ainda no Brasil, e são denominadas de semimornas. Em princípio as técnicas de MAM permitem maior tempo de armazenamento em caminhões em seu transporte da usina à pista, e levam à redução de temperaturas de compactação.

#### 4.2.1 Concreto Asfáltico denso

O CA é a mistura asfáltica muito resistente em todos os aspectos, desde que adequadamente selecionados os materiais que o compõem e dosados (proporcionados) convenientemente. Pode ser:

- convencional: CAP e agregados aquecidos (especificação nacional DNIT-ES 031/2006; ressalta-se que muitos órgãos rodoviários e viários urbanos nacionais possuem suas próprias especificações que por vezes apresentam diferenças com a norma do DNIT);

- especial quanto ao ligante asfáltico:

- com asfalto modificado por polímero;
- com asfalto-borracha (especificação nacional DNIT 112/2009 – ES; essa norma inclui a especificação de mistura descontínua de *gap-graded*);
- com asfalto duro, como para misturas de módulo elevado (*enrobé à module élevé* – EME), sem especificação nacional.

Graças ao arranjo de partículas bem graduadas, a quantidade de ligante asfáltico requerida para cobrir as partículas e ajudar a preencher os vazios não pode ser muito elevada, visto que a mistura conta com vazios com ar de projeto, após a compactação, em torno de 3 a 5%, no caso de camada de rolamento (camada em contato direto com os pneus dos veículos) e de 4 a 6% para camadas intermediárias ou de ligação (camada subjacente à de rolamento), de forma geral. Embora o projeto permita essa faixa de vazios com ar, deve-se ressaltar que são misturas impermeáveis do ponto de vista da engenharia. Caso não seja deixado certo volume de vazios com ar, as misturas asfálticas deixam de ser estáveis ao tráfego e, por fluência, deformam-se significativamente. A faixa de teor de asfalto em peso está normalmente entre 4,5 a 6%, podendo sofrer variações em torno desses valores, que dependem de vários fatores, entre eles: da forma dos agregados (quanto mais cúbico menor a quantidade de ligante requerida), massa específica (quanto maior a massa específica dos agregados, que depende da natureza da rocha mãe ou do material fonte, menor a quantidade de ligante requerida), da viscosidade e do tipo do ligante (quanto maior a viscosidade maior a quantidade de ligante requerida; e asfaltos mo-

dificados por polímeros ou mesmo por borracha podem levar a maiores teores de projeto para o mesmo volume de vazios se comparados aos ligantes convencionais não modificados). Para o teor de projeto, a relação betume-vazios está na faixa de 75 a 82% (conforme normativa, porém criticada como excessiva por vários técnicos especialistas) para camada de rolamento e de 65 a 72% para camada de ligação (ver capítulo 5).

A tabela 4.1 mostra as faixas granulométricas recomendadas pelo DNIT 031/2006-ES. Novas propostas de faixas granulométricas foram encaminhadas para o DNIT em 2018 (tabela 4.2), em projeto de atualização, alterando essas denominações tradicionais para as mais atuais em várias partes do mundo, levando em consideração o diâmetro máximo de cada faixa. Essa alteração contribui para melhor controle dos projetos de misturas asfálticas visto que as tradicionais proporcionam uma variedade de comportamento em cada uma das faixas muito grande e podem levar a efeitos deletérios como segregação (ver capítulo 9) e a outros problemas de produção, execução e durabilidade. Essa norma tradicional ainda estabelece valores de parâmetros mecânicos que são discutidos nos capítulos 5 e 6, por exemplo, estabilidade Marshall mínima de 500 kgf, com 75 golpes de compactação por face dos corpos de prova tipo Marshall e resistência à tração por compressão diametral mínima de 0,65 MPa, aos 25°C, que também não são os mais adequados para garantir o bom desempenho no campo.

**TABELA 4.1 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E REQUISITOS PARA CA**

Peneira de malha quadrada		Faixas			
		Porcentagem em massa, passando			
Série ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerância
2"	50,8	100	–	–	–
1 ½"	38,1	95-100	100	–	–
1"	25,4	75-100	95-100	–	±7%
¾"	19,1	60-90	80-100	100	±7%
½"	12,7	–	–	80-100	±7%
3/8"	9,5	35-65	45-80	70-90	±7%
Nº 4	4,8	25-50	28-60	44-72	±5%
Nº 10	2,0	20-40	20-45	22-50	±5%
Nº 40	0,42	10-30	10-32	8-26	±5%
Nº 80	0,18	5-20	8-20	4-16	±5%
Nº 200	0,075	1-8	3-8	2-10	±2%
Teor de asfalto, %		4,0 a 7,0	4,5 a 7,5	4,5 a 9,0	±0,3%
Tipo de camada de revestimento asfáltico		Camada de ligação	Camada de ligação ou rolamento	Camada de rolamento	

Fonte: DNIT 031/2006-ES.

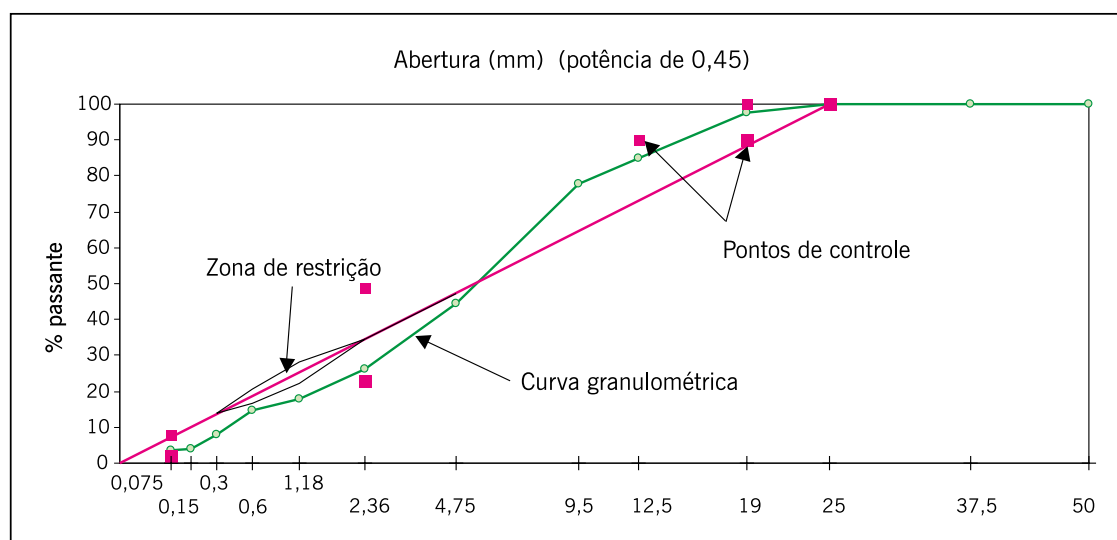
**TABELA 4.2 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E REQUISITOS PARA CA**

Peneira de malha quadrada	% em massa, passando				
	Tamanho máximo nominal				
Polegada/nº	(mm)	25,4	19,1	12,7	9,5
1 1/5"	38,1	100	–	–	–
1"	25,4	90-100	100	–	–
3/4"	19,1	75-90	90-100	100	–
1/2"	12,7	60-67	58-90	100	–
1/2"	12,7	60-67	58-90	90-100	100
3/8"	9,5	50-67	44-75	58-90	90-100
Nº 4	4,8	28-40	30-47	38-55	55-90
Nº 10	2,0	17-28	21-33	26-36	28-43
Nº 40	0,42	6-16	9-18	11-21	11-24
Nº 80	0,18	3-11	5-12	5-15	5-16
Nº 200	0,075	1-7	2-8	2-10	2-10

Fonte: DNIT 031/2018-ES – revisão proposta e em análise pelo DNIT.

O sistema Superpave utiliza para especificar a granulometria do agregado, um gráfico onde o eixo das abscissas é dado pela abertura das peneiras, em milímetros, elevado à potência de 0,45. Para que a graduação em estudo atenda aos critérios Superpave, a curva granulométrica deve passar entre os pontos de controle definidos na tabela 4.3. No passado, foi considerada uma região do gráfico, chamada de zona de restrição, que se encontra atualmente em desuso, local onde a curva granulométrica não deveria passar. Na figura 4.7 apresenta-se exemplo de uma das curvas de diâmetro máximo de 25 mm e diâmetro nominal de 19 mm.

**Figura 4.7 – Exemplo da representação da granulometria segundo a especificação Superpave para um tamanho nominal máximo de 25 mm**



Fonte: Elaborada pelos autores.

As zonas de restrição que foram inicialmente consideradas nos primeiros documentos e especificações do SHRP tinham por objetivo evitar misturas de difícil compactação e com potencialidade de ocorrência de deformação permanente devido à proporção elevada de areia fina natural em relação à areia total. Muitos estudos mostraram que quando se utiliza areia britada ou mesmo areias com angulosidade elevada, essa zona de restrição não se aplica. Assim nas especificações mais recentes as zonas de restrição foram desconsideradas. Na tabela 4.4 indicam-se os critérios de dosagem de concreto asfáltico pelo método Superpave.

**TABELA 4.3 – PONTOS DE CONTROLE DE ACORDO COM O TAMANHO NOMINAL MÁXIMO DO AGREGADO (SUPERPAVE)**

Abertura (mm)	Pontos de controle									
	Porcentagem em massa, passando									
	37,5 mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
50	100	–	–	–	–	–	–	–	–	–
37,5	90	100	100	–	–	–	–	–	–	–
25	–	90	90	100	100	–	–	–	–	–
19	–	–	–	90	90	100	100	–	–	–
12,5	–	–	–	–	–	90	90	100	100	–
9,5	–	–	–	–	–	–	–	90	90	100
4,75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	90
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10

Obs.: Tamanho nominal máximo é definido como sendo um tamanho maior do que o primeiro tamanho de peneira que retém mais de 10%.

Fonte: Asphalt Institute, 2001.

**TABELA 4.4 – REQUISITOS VOLUMÉTRICOS DA DOSAGEM SUPERPAVE**

Tráfego N AASHTO x 10 <sup>6</sup>	Densidade relativa requerida, % G <sub>mm</sub>			Vazios do agregado mineral (VAM), % mínima						Relação betume-vazios (RBV), %	Relação pó-betume efetivo (RPB), %
	N <sub>ini</sub>	N <sub>des</sub>	N <sub>max</sub>	Tamanho máximo nominal (TMN), mm							
				37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75		
< 0,3	≤ 91,5	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	70-80	0,6-1,2
0,3 a 3	≤ 90,5	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65-78	0,6-1,2
3 a 10	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65-75	0,6-1,2
10 a 30	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65-75	0,6-1,2
> 30	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65-75	0,6-1,2

Fonte: AASHTO M 323/17.

Concretos asfálticos densos são as misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas mais utilizadas como revestimentos asfálticos de pavimentos no Brasil. Suas propriedades, no entanto, são muito sensíveis à variação do teor de ligante asfáltico. Quanto mais próxima sua curva granulométrica estiver da curva de densidade máxima, menos vazios do agregado mineral (VAM, ver capítulo 5) estará disponível e pequenas variações de teores de ligante asfáltico podem gerar excesso ou falta em relação ao teor de projeto, comprometendo sobremaneira seu comportamento mecânico. Isso quer dizer que essa variação pode ocasionar relação betume-

-vazios (RBV, ver capítulo 5) ora muito elevada, ora muito baixa, e fora da faixa admissível de variação pelas normativas. Uma variação positiva, às vezes dentro do admissível em usinas, pode gerar problemas de deformação permanente por fluência e/ou exsudação, com fechamento da macrotextura superficial (ver capítulo 9). De outro lado, a falta de ligante asfáltico gera um enfraquecimento da mistura e de sua resistência à formação de trincas, uma vez que a resistência à tração é bastante afetada e sua vida de fadiga fica muito reduzida.

Pode-se empregar curvas granulométricas que sejam ora “finas”, ou seja com granulometria mais fina que a curva de densidade máxima, ou curva “grossa”, ou seja, com granulometria mais grosseira que a curva de densidade máxima. Assim, seria prudente que as normativas limitassem suas graduações pelo diâmetro nominal máximo (ou mesmo pelo máximo) e caracterizando a mesma como fina ou grossa. A tabela 4.5 traz uma proposta de definição da peneira de controle, bem como as porcentagens que devem ser passantes máximas nessa peneira para ser considerada uma mistura asfáltica bem graduada grossa, ou ainda as porcentagens que devem estar retidas mínimas nessa peneira para ser considerada uma mistura asfáltica bem graduada fina. As misturas asfálticas bem graduadas densas finas são bastante empregadas para nivelamento, de mais fácil trabalhabilidade, porém geram superfícies mais “fechadas” ou lisas (ver capítulo 9). As misturas asfálticas grossas são também densas, mas produzem superfícies mais “abertas”, ou seja, mais grosseiras (ver capítulo 9).

Importante estar atento que as normativas brasileiras possuem especificações diferentes quanto à volumetria e com largas faixas granulométricas, permitindo produção de misturas asfálticas de baixa estabilidade, muitas vezes, ou frágeis do ponto de vista de durabilidade e trincamento. As misturas asfálticas concebidas segundo NAPA (2001) e seguindo as especificações de dosagem do SHRP, por exemplo, conforme apresentado na tabela 4.4, são em geral mais estáveis e menos frágeis. Outro fator importante é a espessura das camadas. No Brasil, as normativas em geral permitem o uso de agregados máximos elevados e baixa espessura construtiva, o que causa segregação. O NAPA (2001) recomenda que a espessura mínima seja aproximadamente 2,5 vezes o diâmetro máximo nominal para as misturas asfálticas densas finas e aproximadamente três vezes o diâmetro máximo nominal (TMN) para as misturas asfálticas densas grossas. Pode-se observar que as espessuras mínimas recomendadas são bastante superiores às recomendadas pelas normas no Brasil. A maior espessura permite melhor densificação e melhor homogeneidade das misturas.

Uma das formas de reduzir a sensibilidade dos concretos asfálticos a pequenas variações de teor de ligante e torná-lo ainda mais estável e durável em vias de tráfego pesado é substituir o ligante asfáltico convencional por ligante modificado por polímero ou por asfalto-borracha. Essa substituição, em geral, promoverá revestimentos asfálticos mais resistentes aos afundamentos em trilha de roda e trincamento por fadiga. Mas a dosagem deve seguir o rigor comentado e a ser descrito em detalhes no capítulo 5, bem como os cuidados com os aspectos de projeto, produção e execução devam ser atendidos.

**TABELA 4.5 – DEFINIÇÃO DE CAS DENSOS FINOS E CAS DENSOS GROSSOS**

Mistura (TMN) mm	Graduação grossa	Graduação fina
37,5	<35% passa peneira 4,75	>35% passa peneira 4,75
25,0	<40% passa peneira 4,75	> 40% passa peneira 4,75
19,0	< 35% passa peneira 2,36	> 35% passa peneira 2,36
12,5	< 40% passa peneira 2,36	> 40% passa peneira 2,36
9,5	< 45% passa peneira 2,36	> 45% passa peneira 2,36

Fonte: NAPA, 2001.



O uso de asfaltos duros em CAs é muito difundido na França e, atualmente, também nos Estados Unidos. Esses CAs recebem o nome de misturas de módulo elevado (EME) por apresentarem elevados módulo de resiliência ou módulo dinâmico e, também, elevada resistência à deformação permanente, parâmetros apresentados no capítulo 6. Possuem curvas granulométricas próximas à linha de densidade máxima, aumentando a resistência ao cisalhamento e minimizando os vazios. Não são empregadas como camada de rolamento devido à textura superficial muito lisa resultante, dificultando a aderência pneu-pavimento em dias de chuva. Sobre essas camadas de EME, como camada de rolamento são empregados em geral revestimentos delgados com a finalidade exclusivamente funcional (MAGALHÃES, 2004; FREITAS, 2007; PEREIRA, 2012).

#### 4.2.2 Camada porosa de atrito ou revestimento asfáltico drenante

As misturas asfálticas abertas do tipo CPA mantêm uma grande porcentagem de vazios com ar não preenchidos graças às pequenas quantidades de filler, de agregado miúdo e de ligante asfáltico. Essas misturas asfálticas a quente possuem normalmente entre 18 e 25% de vazios com ar – DNER-ES 386/99. Na França essas misturas asfálticas podem conter até 30% de vazios com ar. A CPA é empregada como camada de rolamento com a finalidade funcional de aumento de aderência pneu-pavimento em dias de chuva e para a redução de ruído ao rolamento (ver capítulo 9). Esse tipo de revestimento é responsável pela coleta da água de chuva para o seu interior e é capaz de promover uma rápida percolação da mesma devido à sua elevada permeabilidade, até a água alcançar as sarjetas ou os dispositivos de drenagem nos acostamentos ou bordas de faixas (onde se localizam os drenos de pavimentos). A característica importante dessa mistura asfáltica é que ela reduz a espessura da lâmina d'água na superfície de rolamento e, conseqüentemente, as distâncias de frenagem; reduz o *spray* proveniente do borrifo de água pelos pneus dos veículos, aumentando assim a distância de visibilidade; e reduz a reflexão da luz dos faróis noturnos. Todos esses aspectos conjuntos são responsáveis pela redução do número de acidentes em dias de chuva. Souza (2008) propôs um ensaio relativamente simples de laboratório para avaliar a capacidade drenante de uma CPA. Outro fator importante é a redução de ruído ao rolamento, amenizando esse desconforto ambiental em áreas nas proximidades das vias com revestimentos drenantes. Essa camada drenante é executada sobre uma camada de mistura densa e estrutural.

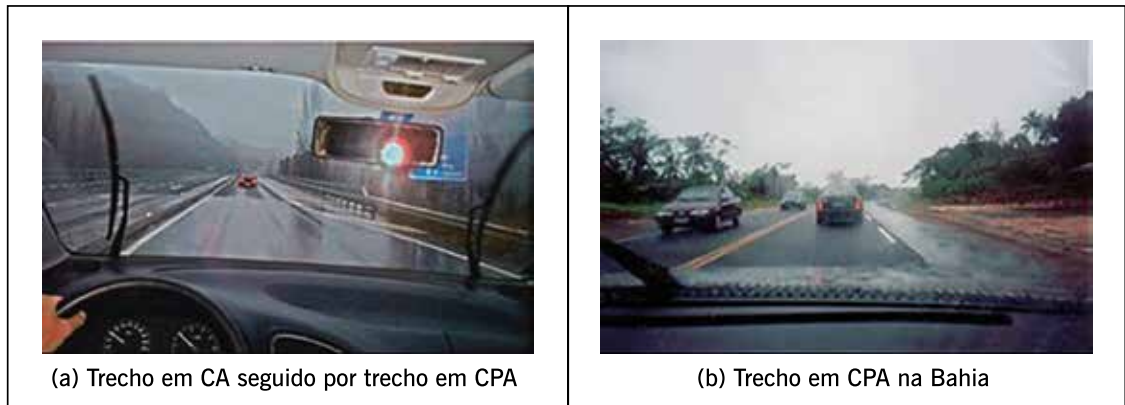
A figura 4.8 mostra uma foto de uma rodovia com um revestimento convencional do tipo CA denso, seguido de um trecho com CPA, em um dia chuvoso, no início da noite. Observe-se a diferença da presença de água na superfície do CA e a reflexão de luz dos faróis, fatos não observados no trecho consecutivo com CPA. A outra foto é de um trecho de CPA na Bahia.

A figura 4.9 mostra a CPA executada no Aeroporto Santos Dumont no Rio de Janeiro em 2003, a realização do ensaio de permeabilidade e aspectos da textura superficial logo após a construção. Na figura 4.9, tem-se o aspecto superficial da camada de CPA executada na reabilitação em 2020 da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Internacional de Congonhas em São Paulo.

A especificação brasileira do DNER-ES 386/99 recomenda para CPA cinco faixas granulométricas e teor de ligante asfáltico entre 4 e 6% – tabela 4.6. Porém, devido à particularidade granulométrica, com grande quantidade de agregados de dimensão similar e grande quantidade de vazios no agregado mineral, a quantidade de ligante é geralmente reduzida e é suficiente para recobrir os agregados e a pequena quantidade de partículas miúdas e filler, ficando em

média em torno de 3,5 a 4,5%, dependendo do tipo de agregado, forma, natureza, viscosidade e tipo de ligante.

**Figura 4.8** – Exemplos de rodovias com CPA sob chuva



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 4.9** – Aspectos da CPA no Aeroporto Santos Dumont – RJ e de Congonhas – SP  
(fotos: BR Distribuidora)



Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 4.6 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E REQUISITOS DE DOSAGEM DA CAMADA POROSA DE ATRITO**

Peneira de malha quadrada		Faixas					
		Porcentagem em massa, passando					
ABNT	Abertura mm	I	II	III	IV	V	Tolerância
¾"	19,0	–	–	–	–	100	–
½"	12,5	100	100	100	100	70–100	±7
⅜"	9,5	80-100	70-100	80-90	70-90	50-80	±7
Nº 4	4,8	20-40	20-40	40-50	15-30	18-30	±5
Nº 10	2,0	12-20	5-20	10-18	10-22	10-22	±5
Nº 40	0,42	8-14	–	6-12	6-13	6-13	±5
Nº 80	0,18	–	2-8	–	–	–	±3
Nº 200	0,075	3-5	0-4	3-6	3-6	3-6	±2
Ligante modificado por polímero, %		4,0-6,0					±3
Espessura da camada acabada, cm		3,0		< 4,0			
Volume de vazios, %		18-25					
Ensaio Cântabro, % máximo		25					
Resistência à tração por compressão diametral, a 25°C, MPa, mínimo		0,55					

Fonte: DNER-ES 386/99.

Para aumento de teor de ligante asfáltico, pode-se empregar fibras, de modo que o filme asfáltico fique mais espesso e a possibilidade de desagregação fique ainda menor, sem prejuízo da permeabilidade. As misturas asfálticas empregadas em pistas de pouso e decolagem geralmente possuem um maior teor, entre 4,5 e 5% empregando asfaltos modificados com polímero ou mesmo com borracha. O ligante utilizado deverá ter baixa suscetibilidade térmica e alta resistência ao envelhecimento. O emprego de asfalto modificado aumenta a durabilidade e reduz a desagregação.

A camada asfáltica inferior à CPA deve ser necessariamente impermeável para evitar a entrada de água no interior da estrutura do pavimento. Pode-se, de outro lado, construir a CPA sobre camada também permeável para armazenamento temporário de água nas estruturas de pavimentos em dias de chuva, como atenuador de picos de enchentes. Pavimentos permeáveis são recursos empregados em pátios, em vias em locais de tráfego leve, em estacionamentos, entre outros (VIRGILIIS, 2009; PINTO, 2011).

A CPA deve ser dosada pelo método Marshall (discutido no capítulo 5), prevalecendo o volume de vazios requerido. Os agregados devem ser 100% britados e bem resistentes (abrasão Los Angeles  $\leq 30\%$ ) para não serem quebrados na compactação, visto que eles estão em contato uns com os outros e a tensão nesse contato é muito elevada durante o processo de densificação. Para ter um contato efetivo dos agregados, eles devem ser cúbicos com o índice de forma  $\geq 0,5$ . A absorção de água para cada fração deve ser no máximo de 2%, e quanto à sanidade deve apresentar perda de  $\leq 12\%$ .

Um teste fundamental a ser realizado é o desgaste por abrasão Cântabro, recomendado originalmente pelos espanhóis para esse tipo de mistura aberta drenante. Esse ensaio é abordado no capítulo 5.

Na Europa tem-se procedido à limpeza desses revestimentos, após certo tempo de uso, com equipamentos projetados para essa finalidade a fim de minimizar os problemas de colmatação, resultantes da contaminação dos vazios por impurezas, uma vez que, devido à presença delas, há redução da permeabilidade.

Como exemplos da utilização da CPA no Brasil, são citadas as seguintes obras:

- Aeroporto Santos Dumont no Rio de Janeiro: em 1999, foi executado um pavimento superposto, na pista principal, e sobre ele aplicada uma CPA nos 923 m centrais, com coeficiente mínimo de atrito de 0,61 ( $\mu$  meter). Para manter esse nível de atrito, a camada de CPA foi renovada em 2003, nos pontos de maior uso, visto que houve colmatação dos vazios e perda de capacidade drenante ao final de 6 anos de uso intenso. Em 2019, nova restauração foi realizada em toda a pista;
- Rodovia dos Imigrantes, ligando São Paulo a Santos: em 1998 foi feita uma restauração pela fresagem seguida de recapeamento, com uma espessura de 5 cm entre os quilômetros 11,5 e 30;
- Rodovia Presidente Dutra, próximo a São Paulo: em 1998, 3 km nas três faixas e no acostamento apresentavam condições precárias antes da restauração, com buracos, trincamento generalizado e bombeamento de material da base na superfície. Foi efetuada uma fresagem do revestimento existente ou recomposição do greide da pista com caimento de 3%; executada uma camada de 2 cm de microrrevestimento asfáltico a frio e aplicada uma CPA com 4 cm de espessura;
- Rodoanel Mario Covas, trecho Oeste, onde foram executados trechos de cerca de 2 km de extensão, em todas as faixas, com o objetivo de redução de ruído ao rolamento, com um trecho em uma das direções com asfalto-borracha e na direção oposta com asfalto modificado por polímero e fibras; e
- Aeroporto de Congonhas em São Paulo, com a restauração de toda a pista de pouso e decolagem, com execução de nova camada densa intermediária e CPA como rolamento em 2020.

#### 4.2.3 SMA – *stone matrix asphalt*

A sigla SMA significa originalmente *Splittmastixasphalt* conforme designação na Alemanha – local de sua concepção, traduzido em inglês para *stone mastic asphalt*, e posteriormente para *stone matrix asphalt*, sendo esta última terminologia adotada nos Estados Unidos e, atualmente, também no Brasil. Em português SMA pode ser traduzido para matriz pétreasfáltica, porém a denominação pela sigla original internacionaliza a terminologia e gera menos confusão de conceitos e especificações.

Concebido em 1968 na Alemanha, a partir dos anos 80 passou a ser utilizado amplamente na Europa, em países como Bélgica, Holanda, Suíça, Suécia, Inglaterra, Espanha, entre outros. Uma das aplicações alemãs mais frequentes tem sido a reabilitação de pavimentos de concreto de cimento Portland. As misturas asfálticas densas convencionais em geral resistem pouco à reflexão de trincas e à deformação permanente, o que é retardado na solução de SMA. Em 1990, o SMA foi introduzido no Canadá e em 1991 nos Estados Unidos. Nos últimos 30 anos a tecnologia foi mais disseminada e vem sendo aplicada na Ásia e na América Latina.

O SMA é um revestimento asfáltico, usinado a quente, concebido para maximizar o contato entre os agregados graúdos, aumentando a interação grão/grão; a mistura se caracteriza por conter uma elevada porcentagem de agregados graúdos e, devido a essa particular graduação, forma-se um grande volume de vazios entre os agregados graúdos. Esses vazios, por sua vez, são preenchidos por um mástique asfáltico, constituído pela mistura da fração areia, fíler, ligante asfáltico e fibras. O SMA é uma mistura rica em ligante asfáltico, com um consumo de ligante em geral entre 6,0 e 7,5%, dependendo da granulometria dos agregados. Geralmente é aplicado em espessuras variando entre 1,5 a 7 cm, dependendo da faixa granulométrica. Tem sido largamente disseminadas as espessuras que correspondem a três a cinco vezes seu diâmetro nominal. São misturas impermeáveis com volume de vazios que variam de 4 a 6% em pista, ao contrário da CPA vista anteriormente.

A figura 4.10 ilustra a composição granulométrica do SMA em comparação com um CA. Observe-se a maior quantidade de consumo de agregado graúdo na mistura SMA. A figura 4.11 mostra o aspecto final de uma camada de SMA sendo executada em pista. O SMA é recomendado para aplicação em pavimentos como camada de rolamento ou de ligação.

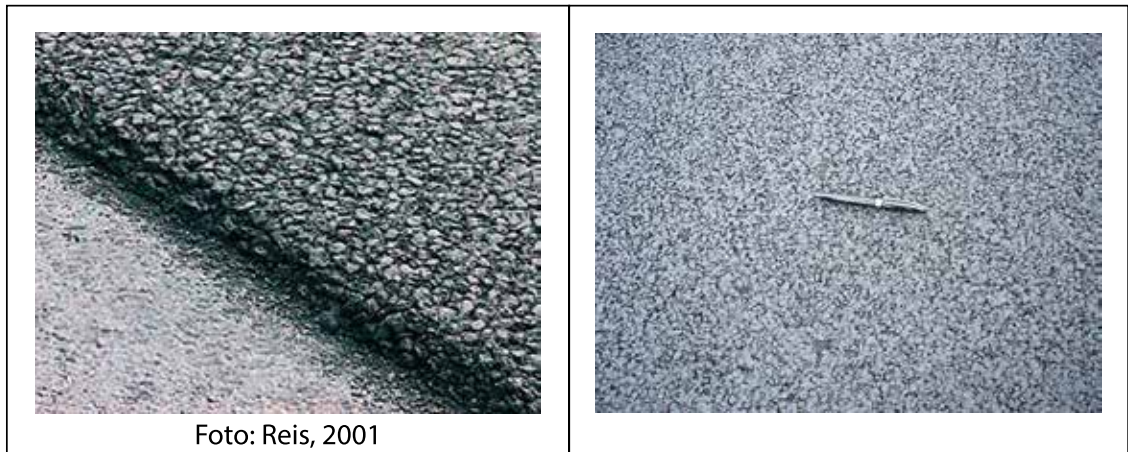
Devido à graduação e alta concentração de agregados graúdos, tem-se macrotextura (ver capítulo 9) superficialmente média a aberta (aberta quer dizer “rugosa” ou grosseira superficialmente, mas não quer dizer que a camada seja permeável), formando pequenos “canais” superficiais entre os agregados graúdos, contribuindo para uma eficiente drenabilidade (superficial) de água de chuva, e aumento de aderência pneu-pavimento.

**Figura 4.10** – Composições granulométricas comparativas entre um SMA e um CA (foto: Horst Erdlen)



Fonte: Horst Erdlen, 2003.

**Figura 4.11** – Exemplo do aspecto de uma camada de SMA 0/11S (à esquerda) e de SMA 0/8S (à direita) recém-executada em pista



Fonte: Elaborada pelos autores.

No país, pioneiramente foi construída a pista do autódromo de Interlagos em São Paulo em fevereiro de 2000, empregando-se o SMA (BELIGNI *et al.*, 2000). Em agosto de 2001 foi construído um trecho experimental de SMA na curva mais fechada e perigosa da Via Anchieta, em descendente, rodovia que interliga São Paulo a Santos, mostrando grande sucesso e superioridade de comportamento funcional e estrutural em relação a outras soluções asfálticas até então empregadas (REIS *et al.*, 2002). Desde então outros trechos vêm sendo executados em rodovias e em vias urbanas usando ora graduações alemãs, ora americanas. Muitas dissertações e teses vêm sendo realizadas com essa mistura asfáltica, abordando diferentes características de material, em laboratório e em pista (REIS, 2002; MOURÃO, 2003; NEVES FILHO, 2004; SILVA, 2005; OLIVEIRA FILHO, 2007; VALE, 2007; EL HAGE, 2012; RAMOS, 2012; TAVARES, 2012; VALENÇA, 2012; PAZINATO, 2014; RAMOS, 2015; entre outras).

A especificação alemã foi a primeira a ser publicada como norma, em 1984, e engloba quatro tipos de SMA, denominados de 0/11S; 0/8S; 0/8 e 0/5, sendo o último algarismo referente ao diâmetro nominal máximo do agregado (onde até 10% no máximo ficam retidos em peneira desse tamanho) – tabela 4.7 (ZTV Asphalt – StB, 2013). Para tráfego pesado ou solicitações especiais, as especificações restringem-se às faixas 0/11S e 0/8S.

**TABELA 4.7 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E REQUISITOS DE SMA PELA ESPECIFICAÇÃO ALEMÃ**

Peneira	Faixas			
	Porcentagem em massa			
	SMA 0/11S	SMA 0/8S	SMA 0/8	SMA 0/5
< 0,09 mm	9-13	10-13	8-13	8-13
> 2 mm	73-80	73-80	70-80	60-70
> 5 mm	60-70	55-70	45-70	< 10
> 8 mm	> 40	< 10	< 10	–
> 11,2 mm	< 10	–	–	–
Características e requisitos				
Tipo de asfalto <sup>1</sup>	B65 ou PmB45	B65 ou PmB45	B 80	B80 ou B200
Teor de asfalto na mistura, % em peso	> 6,5	> 7,0	> 7,0	> 7,2
Fibras na mistura, % em peso	0,3 a 1,5			
Dosagem	Marshall (50 golpes por face)			
Temperatura de compactação, °C	135°C ± 5°C (para PmB deve ser 145°C ± 5°C)			
Volume de vazios, %	3,0-4,0	3,0-4,0	2,0-4,0	2,0-4,0
Camada de rolamento				
Espessura, mm	35-40	30-40	20-40	15-30
Ou consumo, kg/m <sup>2</sup>	85-100	70-100	45-100	35-75
Camada de nivelamento				
Espessura, mm	25-50	20-40	–	–
Ou consumo, kg/m <sup>2</sup>	60-125	45-100	–	–
Grau de compactação	> 97%			
Volume de vazios da camada compactada	< 6,0%			

<sup>1</sup> A designação B corresponde a asfaltos convencionais e o número significa a penetração; PmB são modificados por polímeros. Os asfaltos polímeros (PmB45) são recomendados para solicitações especiais.

Fonte: ZTV Asphalt – StB 07/13, 2013.

Na União Europeia há outras faixas sugeridas, incluindo diâmetros nominais reduzidos, como 4 e 6 mm, ou mesmo muito maiores, como 16, 19 ou ainda 25 mm. Deve-se ressaltar que o SMA vem sendo bastante empregado na Europa, em especial em países nórdicos e ainda na Alemanha, Suíça e Espanha, em pistas de pouso e decolagem de aeroportos internacionais. São empregadas preferencialmente as faixas com diâmetro nominal 11 mm e 16 mm (na Espanha 10 mm).

A especificação norte-americana do SMA segue a norma da AASHTO R 46-08 (2021), recomendando três faixas – tabela 4.8. As propriedades da mistura são ditadas por especificações obtidas no equipamento de compactação giratório Superpave – tabela 4.9.

**TABELA 4.8 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DE SMA NORTE-AMERICANAS**

Abertura (mm)	Faixas					
	Porcentagem em massa, passando					
	19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
25	–	100	–	–	–	–
19	90	100	–	100	–	–
12,5	50	88	90	00	–	–
9,5	25	60	50	85	100	100
4,75	20	28	20	40	70	95
2,36	16	24	16	28	30	50
1,18	–	–	–	–	20	30
0,6	–	–	–	–	–	21
0,3	–	–	–	–	–	18
0,075	8	11	8	11	129	15

Fonte: AASHTO R 46-08.

**TABELA 4.9 CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES DA MISTURA SMA**

Propriedade	Requisito para corpos de prova compactados no equipamento giratório – Superpave
Volume de vazios, %	4,0 <sup>a</sup>
VAM (vazios no agregado mineral), % mínimo	17
VCAmix <sup>b</sup>	< VCAdrc <sup>b</sup>
Estabilidade Marshall, N, mínimo	6.200 <sup>c</sup>
RRT – resistência à tração retida (AASHTO T 283), % mínimo	70
Teste de escorrimento ( <i>draindown</i> ) na temperatura de produção, <sup>d</sup> % em peso máximo	0,30
Teor de asfalto na mistura, % mínimo	6,0

<sup>a</sup> Em locais com clima frio, o projeto pode ser realizado para 3,5% de volume de vazios.

<sup>b</sup> VCAmix corresponde aos vazios totais do agregado graúdo, e VCAdrc aos vazios com ar requerido + vazios ocupados pela fibra e asfalto + vazios ocupados pelos agregados miúdos.

<sup>c</sup> Valor sugerido da prática.

<sup>d</sup> Escorrimento segundo AASHTO T 305-97.

Fonte: AASHTO R 46-08.

As faixas com diâmetro nominal máximo de 19 mm e 12,5 mm são até o momento as mais empregadas nos Estados Unidos. Há recomendações de uso da faixa de 19 mm máximo e 12,5 mm nominal para pistas aeroportuárias (PROWELL *et al.*, 2009). A faixa com tamanho nominal máximo de 9,5 mm tem sido a adotada mais recentemente em rodovias. As críticas às faixas norte-americanas residem no fato de serem muito amplas, principalmente no ponto de quebra (*breakpoint*), onde a curva separa os agregados que formam o esqueleto pétreo dos agregados miúdos e fíler que comporão o mástique asfáltico, juntamente com as fibras e o ligante asfáltico. Caso esse ponto de separação ou *breakpoint* possa variar muito dentro da faixa da especificação, pode-se perder uma das características mais importantes do SMA, dada pelo esqueleto constituído de agregados graúdos de dimensões similares, conferindo o contato grão-grão, responsável pela elevada estabilidade à deformação permanente.

No Brasil, por exemplo, as faixas de SMA adotadas pelo DER-SP (ET-DE-P00/031) constam da tabela 4.10.



**TABELA 4.10 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS SMA**

Peneira de malha quadrada		Designação				Tolerâncias
		I	II	III	IV	
ASTM	mm	% em massa, passando				
3/4"	19,0	100	–	–	–	–
1/2"	12,5	90-100	–	–	–	±7%
3/8"	9,5	–	100	100	–	±7%
5/16"	7,93	45-60	90-100	90-100	100	±5%
Nº 4	4,75	30-40	30-45	30-52	90-100	±5%
Nº 10	2,0	20-27	20-27	20-30	30-40	±5%
Nº 200	0,075	9-13	9-13	7-12	7-12	±2%
<b>Espessura (cm)</b>		3,5-5,0	3,0-4,0	2,5-3,5	1,5-2,5	–

Fonte: DER-SP ET-DE-P00/031/2007.

Não há consenso na especificação dos ligantes asfálticos. As especificações são em geral não restritivas, empregando tanto os asfaltos modificados por polímeros como os convencionais. As fibras são geralmente orgânicas (de celulose) ou minerais, e são adicionadas durante a usinagem para evitar a segregação da mistura em seu transporte, facilitar a aplicação e evitar o escorrimento do ligante asfáltico (NAPA, 1999). As fibras orgânicas podem ser utilizadas também em péletes ou agregações. Em alguns casos vêm impregnadas de ligante asfáltico para facilitar sua abertura (liberação das fibras) na usinagem, contendo em geral 1:2 de ligante para fibras. Em alguns países são utilizadas fibras de vidro. Há experiências com sucesso sem uso de fibras, porém em geral com uso de ligantes modificados.

Os agregados em praticamente todos os países são obrigatoriamente 100% britados, com esparsas exceções. Segundo a AASHTO D 5821, deve haver 100% de agregados britados em pelo menos uma face e 90% em duas faces. Os norte-americanos, como os alemães, têm especificado abrasão Los Angeles  $\leq 30\%$  (AASHTO T 96), porém há casos registrados de sucesso com agregados britados cuja abrasão excedeu 50%. A forma dos agregados é de preferência cúbica. A absorção deve ser de  $\leq 2\%$  pela AASHTO T 85; o ataque aos sulfatos de sódio de  $\leq 15\%$  após 5 ciclos, e de magnésio de  $\leq 20\%$ , conforme AASHTO T 104.

Em resumo, algumas aplicações do SMA, atualmente, são:

- vias com alta frequência de caminhões;
- interseções;
- áreas de carregamento e descarregamento de cargas;
- rampas, pontes, paradas de ônibus, faixa de ônibus;
- pistas de aeroporto;
- estacionamentos;
- portos.

As principais características de desempenho do SMA são:

- boa estabilidade a elevadas temperaturas;
- boa flexibilidade a baixas temperaturas;
- elevada resistência ao desgaste;

- boa resistência à derrapagem devido à macrotextura da superfície de rolamento;
- redução do *spray* ou cortina de água durante a chuva;
- redução do nível de ruído ao rolamento.

#### 4.2.4 *Gap-graded*

Outra opção já bastante difundida no Brasil é a graduação com intervalo (*gap*) – descontínua densa, conhecida por *gap-graded*, que é uma faixa granulométrica especial que resulta em macrotextura superficial aberta ou rugosa, mas não em teor de vazios elevado. Vêm sendo realizada com asfalto-borracha, mas também com asfalto modificado por polímero. Esse tipo de mistura asfáltica tem sido empregado como camada estrutural de revestimento (camada de rolamento). Várias pesquisas vêm sendo desenvolvidas e estudadas no Brasil entre as quais citam-se Cordeiro (2006), Fontes *et al.* (2010), Camargo e Bernucci (2019), Nunes (2017), Lopes *et al.* (2021).

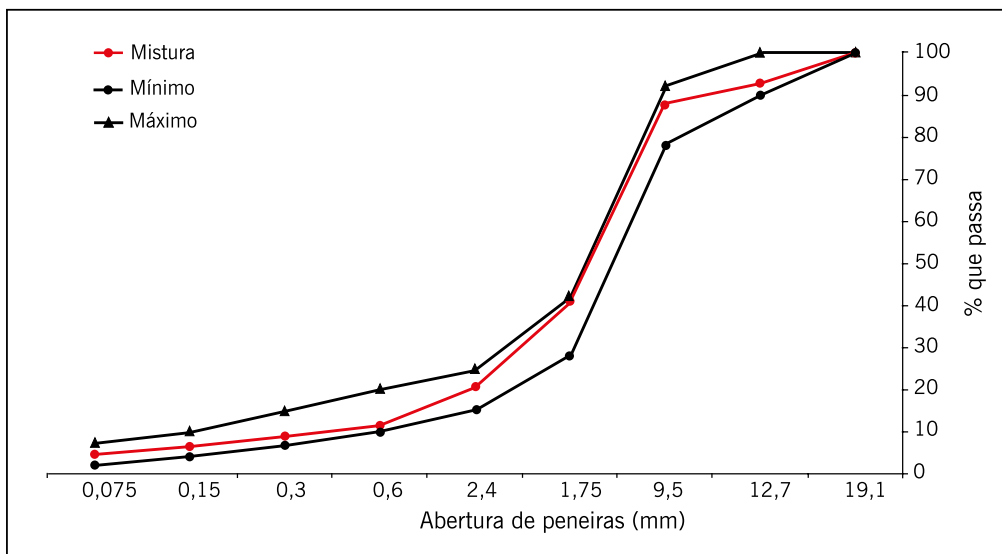
A tabela 4.11 mostra a faixa granulométrica que vem sendo utilizada em serviços de pavimentação seguindo a norma DNIT 112/2009 - ES que adaptou a faixa norte-americana da Caltrans para as peneiras usuais de controle no país. A figura 4.12 traz a distribuição granulométrica empregada na Rodovia Rio-Teresópolis (FRITZEN, 2005), e a figura 4.13 um aspecto de uma camada acabada de *gap-graded* aplicada em campo.

**TABELA 4.11 – FAIXA GRANULOMÉTRICA DO *GAP-GRADED***

Peneira	Porcentagens passantes
3/4"	100
1/2"	90-100
3/8"	78-92
Nº 4	28-42
Nº 10	14-24
Nº 40	8-17
Nº 80	5-11
Nº 200	2-7

Fonte: DNIT 112/2009-ES.

**Figura 4.12** – Características da faixa granulométrica *gap-graded* e a curva usada no experimento da Rodovia Rio-Teresópolis



Fonte: Fritzen, 2005.

**Figura 4.13** – Aspecto da superfície do revestimento tipo *gap-graded*



Fonte: Armando Morilha.

#### 4.2.5 Revestimento asfáltico ultradelgado (Raud) – concepção norte-americana

Na América do Norte também existe uma mistura ultradelgada cuja técnica é denominada *ultra thin bonded hot-mix asphalt wearing course* (UTBWC, HANSON, 2001). Reis (2001) usou em português o termo revestimento asfáltico ultradelgado (Raud), que é definido como uma mistura asfáltica de graduação descontínua (*gap-graded*), com elevada porcentagem de agregados graúdos recobertos por uma argamassa constituída de areia britada, fíler e ligante asfáltico, produzida e aplicada a quente ou morna sobre uma pintura de ligação com emulsão asfáltica. A espessura do revestimento é determinada pelo tamanho máximo do agregado da mistura asfáltica, em geral entre 12,5 e 15 mm.

Hanson (2001) recomenda que as trincas existentes no pavimento devem ser previamente seladas para o bom desempenho do Raud. Conclui que a técnica resulta em boas características de macrotextura, de atrito e de drenabilidade superficial, bem como excelente retenção de agregados e adesão desse revestimento à camada subjacente.

Recomendam-se agregados britados com tamanho máximo entre 6,2 a 12,5 mm. Devem apresentar perda por abrasão Los Angeles, ASTM C 131/06 (ASTM, 2006a), limitados a no máximo 35% e/ou 18% pelo método de ensaio Micro Deval úmido, sendo este, em geral, apenas realizado para fins informativos.

O limite máximo para a perda de durabilidade ou sanidade ao sulfato de sódio, para esse tipo de mistura, é de 15%, ASTM C 88/05 (ASTM, 2005). O agregado graúdo deve ser cúbico com no máximo 25% de partículas achatadas e alongadas (para razão 3:1 da maior dimensão em relação à menor dimensão, respectivamente) ou com no máximo 10% de partículas achatadas e alongadas (para razão 5:1, da maior dimensão em relação à menor dimensão, respectivamente, segundo a norma ASTM D 4791, ASTM, 2010a).

Para o agregado miúdo (passando na peneira de nº 4) os valores mínimos de angularidade (conteúdo de vazios não compactados), conforme a ASTM C 1252/06 (ASTM, 2006b) e DNIT 415/2019, e de equivalente de areia, segundo a norma ASTM D 2419 (ASTM, 2002a) e DNER 054/97, estão limitados entre 40 ou 45% e entre 45 a 50%, respectivamente. As especificações norte-americanas também recomendam que esses ensaios sejam realizados com a mistura de agregados do projeto e que a adição de fíler industrial (cal hidratada ou cimento Portland) seja limitada a no máximo 2% sobre o peso da mistura de agregados (HANSON, 2001; CALTRANS, 2003a; TDOT, 2004; TxDOT, 2004).

A graduação da mistura de agregados para o Raud é selecionada em função do nível de tráfego e das condições da superfície do pavimento existente. As graduações típicas utilizadas nos Estados Unidos são apresentadas na tabela 4.12.

Outras misturas asfálticas ultradelgadas são empregadas no mundo, porém deve-se ater que somente em pavimentos bem mantidos, bem nivelados, essas misturas asfálticas podem ser aplicadas. Camadas asfálticas delgadas não corrigem irregularidade longitudinal. São usadas em geral para melhoria das condições de aderência pneu/pavimento e para conforto acústico. Além do SMA 0/5 (item 4.2.3), como visto anteriormente, citam-se os revestimentos asfálticos franceses delgados do tipo BBTM e BBUM (item 4.2.6).

**TABELA 4.12 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS PARA A MISTURA ASFÁLTICA DO TIPO RAUD**

Peneiras		6,2 mm (1/4") - Tipo A		9,5 mm (3/8") - Tipo B		12,5 mm (1/2") - Tipo C	
(mm)	ASTM	Limites (% passando)	Tolerância (%)	Limites (% passando)	Tolerância (%)	Limites (% passando)	Tolerância (%)
19,0	3/4"	–	–	–	–	100	–
12,5	1/2"	–	–	100	–	85-100	±5
9,5	3/8"	100	–	85-100	± 5	60-80	±4
4,75	Nº 4	40-55	± 4	28-38	± 4	28-38	±4
2,36	Nº 8	22-32	± 4	25-32	± 4	25-32	±4
1,18	Nº 16	15-25	± 3	15-23	± 3	15-23	±3
0,60	Nº 30	10-18	± 3	10-18	± 3	10-18	±3
0,30	Nº 50	8-13	± 3	8-13	± 3	8-13	±3
0,15	Nº 100	6-10	± 2	6-10	± 2	6-10	±2
0,075	Nº 200	4-7	± 2	4-7	± 2	4-7	±2

Fonte: Hanson, 2001.

#### 4.2.6 AAUQ – areia asfalto usinada a quente

Ainda dentro do grupo das misturas a quente, têm sido utilizadas na prática as argamassas asfálticas, também denominadas areia asfalto usinada a quente (AAUQ). Em regiões onde não há agregados pétreos graúdos, utiliza-se como revestimento uma argamassa de agregado miúdo, em geral areia, ligante (CAP), e filer se necessário, com maior consumo de ligante do que os concretos asfálticos convencionais devido ao aumento da superfície específica (DNIT 032/2005 – ES) – tabela 4.13. O DNIT também abre a possibilidade do uso de asfalto modificado por polímero nas AAUQs pela especificação DNER-ES 387/99 – tabela 4.14. Nas referidas tabelas as exigências se referem à compactação Marshall com 75 golpes.

**TABELA 4.13 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE DOSAGEM RECOMENDADAS PELO DNIT PARA AAUQ COM CAP**

Peneiras		Faixas		
		Porcentagem em massa, passando		
ABNT	Abertura (mm)	A	B	Tolerância
		4,75 mm	2,0 mm	
3/8"	9,5	100	–	–
Nº 4	4,8	80-100	100	±5%
Nº 10	2,0	60-95	90-100	±4%
Nº 40	0,42	16-52	40-90	±4%
Nº 80	0,18	4-15	10-47	±3%
Nº 200	0,075	2-10	0-7	±2%
Emprego		Revestimento	Revestimento	
Teor de asfalto, % sobre o total da mistura	6,0-12,0	7,0-12,0	± 0,3%	
Volume de vazios, %	3,0-8,0	–	–	
Relação betume/vazios, %	65-82	–	–	–
Estabilidade, kN, mínima	30	–	–	
Fluência, mm	2,0-4,0	–	–	

Fonte: DNIT 032/2005 – ES.

**TABELA 4.14 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE DOSAGEM RECOMENDADAS PELO DNIT PARA AAUQ COM ASFALTO POLÍMERO**

Peneira de malha quadrada		Faixas			
		Porcentagem em massa, passando			
ABNT	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerância
Nº 4	4,8	100	100	100	–
Nº 10	2,0	90-100	90-100	85-100	±5%
Nº 40	0,42	40-90	30-95	25-100	±5%
Nº 80	0,18	10-47	5-60	0-62	±3%
Nº 200	0,075	0-7	0-10	0-12	±2%
Teor de asfalto, %		5,0-8,0	5,0-8,5	5,0-9,0	±3%
Volume de vazios, %		3,0-8,0			
Relação betume/vazios, %		65-82			–
Estabilidade, kN, mínima		25			
Fluência, mm		2,4-4,5			

Fonte: DNER-ES 387/99.

A AAUQ é normalmente empregada como revestimento de rodovias de baixo volume de tráfego. Como toda mistura a quente, tanto o agregado quanto o ligante são aquecidos antes da mistura e são aplicados e compactados a quente. Essas misturas, devido à elevada quantidade de ligante asfáltico e presença de agregados de pequenas dimensões, requerem muito cuidado na execução (IBP, 1999). Um dos problemas mais frequentes dessas misturas é que comumente apresentam menor resistência às deformações permanentes, comparadas às misturas usadas a quente vistas anteriormente. Uma das possibilidades empregadas em região de maior utilização de AAUQ é adicionar laterita ou ainda seixo rolado para poder melhor “estruturar” a mistura asfáltica muito fina. Todas essas questões devem estar atreladas a um estudo ambiental de exploração e manejo de áreas de empréstimo.

#### 4.2.7 Misturas asfálticas a quente especiais francesas

Os franceses têm desenvolvido várias concepções de combinação de granulometria e de ligantes especiais para comporem misturas asfálticas a serem utilizadas como camadas estruturais de revestimento, camada de ligação ou mesmo base de pavimentos.

Ligantes duros são geralmente aplicados em bases e camadas de ligação, embora o ligante de penetração na faixa 15/25 possa ser usado também em camada de rolamento em condições favoráveis: espessura maior que 5 cm, baixas deflexões nas camadas de fundação e temperaturas mínimas variando entre 0 e -10°C.

Devido a sua elevada viscosidade, a compactação torna-se um fator importante no comportamento quanto à resistência à fadiga, indicando-se temperaturas de usinagem e compactação em torno de 20°C acima das temperaturas dos ligantes convencionais (AIPCR, 1999). A tabela 4.15 ilustra alguns ligantes duros produzidos na França para uso em misturas de alto módulo.

Os cimentos asfálticos duros podem ser puros, asfaltos modificados por asfaltita ou asfaltos modificados por polímeros ou aditivos que possam dar maior viscosidade aos asfaltos. As principais características dos ligantes duros estão relacionadas à penetração a 25°C entre 10 e 20 x 10<sup>-1</sup> mm, e PA entre 65 e 80°C (SERFASS *et al.*, 1997). Ensaio reológico e de caracterização especiais tais como BBR, espectroscopia infravermelha, teor de asfaltenos entre outros são realizados em desenvolvimento de novos materiais ou projetos especiais (BROSSEAUD *et al.*, 2003).

A dosagem das misturas asfálticas francesas é determinada com base em requisitos de desempenho da mistura tais como resistência à umidade, deformação permanente e resistência à fadiga (ver capítulo 6).

O uso de bases de misturas asfálticas a quente ou mornas com teor de asfalto ora baixo (como um *binder* aberto ou um PMQ) ou mais rica em ligante é bastante empregado na França, em camadas espessas como substituição de bases tratadas com cimento. Com teores baixo de ligante asfáltico tem-se o conceito da mistura denominada *grave-bitume* (GB, base asfáltica) iniciada em 1972. Essa base asfáltica se caracteriza pelo uso de aproximadamente 3,5% de asfalto de penetração nas faixas 40/50 ou 60/70 x 10<sup>-1</sup> mm, graduação contínua e elevada proporção de agregado britado. As bases asfálticas mais ricas em teor de ligante foram introduzidas nos anos 1980, com a restauração das rodovias que atravessavam cidades e a reestruturação das vias lentas das autoestradas, levando ao desenvolvimento dos revestimentos de módulo elevado que provêm da modificação de dois tipos de misturas asfálticas tradicionais: *béton bitumineux* (BB) e GB, visando melhorar o desempenho mecânico e, em contrapartida, reduzir as espessuras (BROUSSEAUD, 2002b). São denominadas EME e o concreto asfáltico

de módulo elevado (*béton bitumineux à module élevé* – BBME). A primeira é aplicada como camada de ligação (*binder*) ou como base, e foi normatizada em outubro de 1992 com o código NF P 98-140. A segunda, usada como camada de rolamento ou ligação para pavimentos que exijam revestimentos com elevada resistência à formação de trilhas de roda, está normatizada pela AFNOR desde 1993 com o código NF P 140- 141 (CORTÉ, 2001).

Exemplo de pesquisa com grave emulsão no Brasil pode ser vista em Carvalho Filho (2014) e de módulo elevado em Magalhães (2004), Freitas (2007) e Pereira (2012), entre outros.

**TABELA 4.15 – CARACTERÍSTICAS DE LIGANTES DUROS PRODUZIDOS NA FRANÇA PARA EMPREGO EM MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO**

	Ligante não envelhecido								
Penetração a 25°C	0,1 mm	15/25	15/25	10/25	10/20	10/20	10/20	10/20	10/20
PA	°C	60/72	64/72	55/75	60/74	60/74	60/74	65/80	75/85
IP (LCPC)	–	0/1	0/1,5	1,3	+0,4	+0,4	-0,20	0/1	2,1
P. R. Fraass	°C	-6	-8	-6	-5	-6	+3	-3	+2
Módulo E (7,8 Hz; 25°C)	MPa	54	40	34	60	56	61	66	55
Ângulo de fase (7,8 Hz; 25°C)	°	37	39	38	35	29	34	–	36
Módulo E (7,8 Hz; 60°C)	MPa	0,6	0,6	0,5	0,9	0,9	0,6	1	1,4
Ângulo de fase (7,8 Hz; 60°C)	°	64	62	63	62	64	64	59	56
Módulo E (250 Hz; 25°C)	MPa	6	6	5	8	9	7	10	10
Ângulo de fase (250 Hz; 25°C)	°	63	56	57	59	60	67	61	53
Ligante após RTFOT									
Penetração a 25°C	0,1 mm	11	17	18	–	7/13	–	–	–
Penetração residual	%	69	83	86	–	–	–	–	–
PA	°C	75	72	74	–	62/76	–	–	–
Aumento do PA	°C	11,5	6	6	–	–	–	–	–
P. R. Fraass	°C	-4	-6	-6	–	0/+4	–	–	–
Aumento de P. R. Fraass	°C	+2	+2	0	–	–	–	–	–
Módulo E (7,8 Hz; 25°C)	MPa	71	39	39	–	–	–	–	–
Ângulo de fase (7,8 Hz; 25°C)	°	28	35	36	–	–	–	–	–
Módulo E (7,8 Hz; 60°C)	MPa	1,2	0,72	0,7	–	–	–	–	–
Ângulo de fase (7,8 Hz; 60°C)	°	60	58	58	–	–	–	–	–
Módulo E (250 Hz; 25°C)	MPa	10	6	6	–	–	–	–	–
Ângulo de fase (250Hz; 25°C)	°	53	54	54	–	47	–	–	–

Fonte: AIPCR, 1999.

A necessidade de fazer a manutenção dos pavimentos já reforçados cujas exigências não eram mais aumentar a capacidade estrutural, mas restabelecer as características superficiais (principalmente impermeabilidade e textura para resistência à derrapagem) direcionaram as pesquisas para novas misturas asfálticas que pudessem ser usadas como camada delgada. Em 1979 foi concebida uma nova mistura denominada *béton bitumineux mince* (BBM, concreto asfáltico delgado) para ser executada em camadas de 30 a 40 mm.

Com o objetivo de evitar elevado volume de vazios, introduziu-se o uso de granulometrias descontínuas (granulometria 0/10 com descontinuidade na fração 4/6 e granulometria 0/14 com descontinuidade 2/6 ou 2/10) e o uso de teores de ligante variando de 5,7 a 6%. A descontinuidade na curva granulométrica aumentou a aptidão à compactação além de melhorar a textura superficial. No entanto, essas duas mudanças na composição apresentaram a desvan-

tagem de reduzir a resistência à fadiga, não sendo apropriadas para rodovias de tráfego intenso.

Devido a essas limitações foi organizado um concurso de técnicas inovadoras em 1983/84 pelo poder público francês que resultou na introdução do BBTM. Essa mistura deve ser usada em camadas com espessuras de 20 a 25 mm para promover macrotextura elevada e durável e resistência à derrapagem sob tráfego pesado. É usada tanto em manutenção como em novas construções, especialmente na rede de autoestradas concedidas. Esse sucesso está relacionado à introdução do conceito de “dissociação de funções” entre a camada de rolamento/desgaste e a camada de ligação. Ainda nos anos 1980, o conceito de misturas delgadas foi impulsionado com o surgimento dos BBUM, segundo Magalhães (2004).

A necessidade de novos padrões de misturas asfálticas serviu de motivação para o desenvolvimento de novos ensaios de laboratório com o objetivo de prever a trabalhabilidade e o desempenho mecânico (resistência à deformação permanente para camada de rolamento, rigidez e resistência ao trincamento por fadiga para camadas de ligação, ensaios considerados atualmente fundamentais para o projeto de mistura a quente e mornas). Houve, desde 1970, o desenvolvimento de uma série de novos ensaios (compactador de cisalhamento giratório, simulador de tráfego *wheel-tracking test*, módulo complexo, ensaio de fadiga), que agora compõem o método francês de misturas asfálticas baseado no desempenho. Detalhes da metodologia francesa para caracterização das misturas asfálticas podem ser encontrados em Barra (2009).

A maioria das exigências para revestimentos asfálticos, que faz parte das especificações e normas francesas e europeias, baseia-se no desempenho exigido sobre o produto acabado e não sobre um método como “receita de composição”. Os diferentes revestimentos são definidos pelo tipo, posição dentro da estrutura, espessura média, graduação e classe de desempenho, esta determinada em laboratório pelo estudo da dosagem. As exigências sobre os agregados dizem respeito às características mecânicas (dureza, angularidade, resistência ao polimento), dimensão do agregado e propriedades dos finos (poder absorvente e de rigidez, além da fineza). Os agregados são totalmente britados e a composição granulométrica não é mais definida sob a forma de uma faixa a ser respeitada. Quanto aos ligantes, embora as normas francesas não façam restrições às características do ligante, que tanto pode ser um ligante convencional, modificado com polímeros ou com aditivos (fibras), a dosagem mínima em asfalto é fixada pelo “módulo de riqueza” que traduz uma espessura mínima de filme de asfalto sobre o agregado (BROSSEAUD, 2002b). Apresenta-se na tabela 4.16 as principais características dos revestimentos asfálticos franceses.

No Brasil, o tipo de mistura EME vem sendo estudado em laboratório há anos e com a construção de vários trechos experimentais em locais de alto volume de tráfego. Tem sido designado de EME, tendo sido testado com ligante tipo resíduo asfáltico de penetração 10 (RASf) e ligantes modificados com EVA e outros modificadores e aditivos para aumentar a viscosidade. Detalhes podem ser vistos em Magalhães (2004), Magalhães *et al.* (2004), Rohde (2007), Quintero (2011), Villela (2011), Leite *et al.* (2011), Pereira (2012), entre outros.

Uma descrição sucinta dos tipos de misturas a quente normatizados na França é feita a seguir (MAGALHÃES, 2004; FERREIRA, 2006):

- camadas superficiais de revestimentos espessos (BBSG, BBME) – os concretos asfálticos do tipo BBSG são os revestimentos clássicos que constituem as camadas de superfície (ligação e rolamento) com função estrutural, buscando-se ainda aderência e conforto, aplicam-se em pavimentos novos e reforços. O BBME é uma categoria particular do BBSG com rigidez e resistência à deformação permanente elevadas, além de apresentar bom desempenho à fadiga. Seu emprego está limitado aos locais sujeitos a



intensas solicitações. Esses revestimentos são essencialmente produtos especiais das empresas;

- camadas superficiais de revestimentos delgados (BBM, BBTM, BBUM) são aplicadas de acordo com a filosofia francesa de “dissociação de funções das camadas betuminosas” exercendo o papel funcional do revestimento com ganho nas seguintes características: impermeabilidade, drenabilidade superficial graças à macrotextura, aderência pneu-pavimento, conforto ao rolamento e baixo ruído. A mistura do tipo BBM é uma técnica aplicada na restauração da superfície do pavimento em manutenções mais pesadas, com espessuras variando de 30 a 50 mm, composição descontínua 2/6 e teor de asfalto entre 5,4 a 5,8% de ligante puro ou modificado. A técnica de BBTM é mais utilizada para a manutenção dos pavimentos com tráfego rápido e elevado, aplicada em 1/3 da rede de autoestradas e em torno de 1/4 da rede nacional francesa. Essas misturas apresentam uma descontinuidade marcante na fração 0/2, e duas classes em função dos resultados na prensa de cisalhamento giratório – PCG (volume de vazios menor que 18% para a classe 1 e entre 18 e 25% para a classe 2) e espessuras entre 20 e 25 mm com excelente rugosidade superficial e manutenção dela ao longo do tempo. As misturas ultradelgadas (BBUM, espessura entre 10 e 15 mm) são utilizadas tanto em vias urbanas (tipo 0/6 devido ao baixo nível de ruído) quanto em manutenção de rodovias secundárias (tipo 0/10) em substituição aos tratamentos superficiais. As formulações têm graduação descontínua 2/6 ou 2/4, com 5,2 a 5,5% de ligante puro ou modificado, aplicadas a uma taxa de 25 a 35 kg/m<sup>2</sup>;
- camadas de revestimento intermediárias (GB e EME) são empregadas na construção de camadas de ligação de pavimentos asfálticos espessos, estruturas mistas ou na manutenção como reforço estrutural. Os GB são usados há cerca de 5 décadas com agregados de dimensões máximas de 14 mm e eventualmente 20 mm, tratados com 3,5 a 4% de ligante geralmente 35/50. O EME mais empregado é da classe 2 devido à sua maior resistência à fadiga. Empregam-se ligantes duros de penetração 10/25 com teores de até 6%;
- misturas asfálticas drenantes (BBDr) são permeáveis, com vazios em torno de 20 a 22%, aplicadas com a finalidade de eliminar água superficial, aumentar a aderência e reduzir o nível de ruído em autoestradas e vias expressas. São aplicados teores de 4,5 a 5,2% de ligantes modificados por polímeros com espessura média de 40 mm.

**TABELA 4.16 – REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS NORMALIZADOS PELA AFNOR FRANCESA E PELA COMUNIDADE EUROPEIA**

Sigla	Denominação		Norma	Classificação		Espessura média (mm)
				Classe ou tipo	Granulometria	
BBSG	<i>Bétons bitumineux semi-grenus</i>	Concreto betuminoso de graduação contínua	NF EU 13108-1	–	0/10 0/14	60 a 70 70 a 90
BBM	<i>Bétons bitumineux minces</i>	Concreto betuminoso delgado	NF EU 13108-2	a, b, c ou d conforme granulometria 1, 2 ou 3 conforme desempenho à deformação permanente	0/10 0/14	30 a 40 35 a 50
BBC	<i>Bétons bitumineux cloutés</i>	<i>Hot rolled asphalt</i>	NF P 98-133	0/6 0/10	0/6 0/10	30 60
BBDr	<i>Bétons bitumineux drainants</i>	Concreto betuminoso drenante	NF EU 13108-7	–	0/10 a 0/14 0/6	40 30
BBS	<i>Bétons bitumineux pour chaussées souples à faible trafic</i>	Concreto betuminoso para estrada de pavimento flexível de tráfego leve	NF P 98-136	BBS tipo 1 BBS tipo 2 BBS tipo 3 BBS tipo 4	0/10 descontínua 2/6 0/10 contínua 0/14 contínua 0/14 contínua	40 a 50 40 a 60 8 10 a 12
BBTM	<i>Bétons bitumineux très minces</i>	Concreto betuminoso muito delgado	NF EU 13108-2	Tipo 1 ou 2 conforme PCG	0/6 ou 0/10 ou 0/14 descontínua	20 a 25
GB	<i>Graves bitume</i>	Camada granular betuminosa	NF EU 13108-1	Classe 1, 2 ou 3 conforme desempenho mecânico	0/14 0/20	80 a 120 100 a 150
EME	<i>Enrobés à module élevé</i>	Mistura asfáltica de módulo elevado	NF EU 13108-1	Classe 1 ou 2 conforme desempenho mecânico	0/10 0/14 0/20	60 a 100 70 a 120 100 a 150
BBME	<i>Bétons bitumineux à module élevé</i>	Concreto betuminoso de módulo elevado	NF EU 13108-1	Classe 1, 2 ou 3 conforme desempenho mecânico	0/10 0/14	60 a 70 70 a 90

Fonte: Elaborada pelos autores.

### 4.3 SAMI – STRESS ABSORBING MEMBRANE INTERLAYER

A *stress absorbing membrane interlayer* (Sami), em uma tradução livre seria camada intermediária delgada para absorção de tensões, é geralmente composta por grande parcela de material granular miúdo (menor do que 4,75 mm) e ligante modificado por polímeros elastoméricos, podendo haver, ainda, a incorporação de aditivos (minerais e/ou químicos). A distribuição granulométrica dessa camada antirreflexão de trincas é uma variável importante, principalmente por não existirem especificações de faixas granulométricas para ela. O mais comum é o uso de agregados que tenham todas as partículas passando pela peneira de 9,5 mm, uma vez que a camada deve ser delgada quanto à espessura e possibilitar elevado teor de ligante. Emprega-se também, dependendo do caso, a Sami combinada com geogrelha ou geossintéticos visando postergar a reflexão de trincas de forma mais eficiente (TSCHEGG *et al.*, 2012).

Muitos dos trabalhos publicados sobre esse tipo de mistura asfáltica não apresentam os detalhes de como a mistura final foi proposta no que diz respeito à sua dosagem, nem os parâmetros utilizados. Blankenship *et al.* (2004) apresentam alguns limites relacionados aos parâmetros volumétricos, bem como para a resistência ao trincamento por fadiga, para seleção da mistura, conforme ilustrado na tabela 4.17. Os autores mencionam que essa camada intermediária deve ser rica em ligante asfáltico altamente modificado (HiMA), e agregado miúdo. O

ligante asfáltico utilizado no citado estudo foi um “cross-linked elastomeric styrene-butadiene block copolymer system”, que, de acordo com os autores, fornece características elásticas ao ligante asfáltico, além de torná-lo resistente a tensões de tração, de cisalhamento e de flexão. Makowski et al. (2005) apresentam os mesmos critérios (parâmetros volumétricos e resistência ao trincamento por fadiga), porém adicionam exigências quanto às características do ligante asfáltico e sugerem uma faixa granulométrica para esse tipo de mistura, conforme apresentado na tabela 4.18. Vasconcelos et al. (2017) estudaram ligantes modificados para aplicação em misturas asfálticas tipo Sami.

**TABELA 4.17 – CRITÉRIOS DE DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO SAMI**

<b>Parâmetros volumétricos</b>	
N <sub>máx</sub>	50 giros
Volume de vazios (VV)	0,5 a 2,5%
VAM	16% (minimo)
Estabilidade Hveem	18 (minimo)
Teor do projeto	7,0% (minimo)
<b>Ensaio de fadiga (vigota na flexão)</b>	
Volume de vazios	3,0 ± 1,0%

Fonte: Blankenship et al., 2004.

**TABELA 4.18 – CRITÉRIOS DE DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO SAMI**

<b>Especificações do ligante asfáltico</b>	
Recuperação elástica após RTFO (ASTM D6084 Sec. 6.2)	45% (minimo) a 25°C
Teste de separação (ASTM D5976 Sec. 6.1)	6°C de diferença (máximo) após 48h
VAM	16% (minimo)
<b>Distribuição granulométrica</b>	
3/8" (9,5 mm)	100%
Nº 4 (4,7 mm)	80-100%
Nº 8 (2,36 mm)	60-85%
Nº 16 (1,18 mm)	40-70%
Nº 30 (0,6 mm)	25-55%
Nº 50 (0,3 mm)	15-35%
Nº 100 (0,15 mm)	8-20%
Nº 200 (0,075 mm)	6-14%

Fonte: Makowski et al., 2005.

#### 4.4 MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A FRIO

Outro grupo de misturas, feitas em usinas estacionárias próprias, corresponde aos pré-misturados a frio em que se empregam as emulsões asfálticas como ligante para envolver os agregados. Também proporcionados de forma conveniente para atender certos requisitos de arranjo do esqueleto mineral, características volumétricas e de resistência mecânica especificadas, são nesse caso realizadas sem aquecimento dos agregados. O ligante eventualmente pode sofrer um pequeno aquecimento, mas em geral é também usado na temperatura ambiente.

Os pré-misturados a frio (PMF) consistem em misturas usinadas de agregados graúdos, miúdos e de enchimento, misturados com EAP à temperatura ambiente. Dependendo do local da obra, podem ser usadas para misturar os PMFs: usinas de solo ou de brita graduada, usinas de concreto asfáltico sem ativar o sistema de aquecimento dos agregados, usinas de pequeno porte com misturadores tipo rosca sem fim, ou usinas horizontais dotadas de dosadores especiais. Para operações de manutenção de pavimentos em uso, pode-se até lançar mão de betoneiras comuns, de preferência as de eixo horizontal (IBP, 1999; IBP, 2021). Há também facilidades de se operar a mistura em usinas móveis. O processo de usinagem pode ser visto no capítulo 8.

O PMF pode ser usado como revestimento de ruas e estradas de baixo volume de tráfego, principalmente os densos e os semidensos, com uso de capa selante sobre o mesmo, ou ainda como camada intermediária (com CA superposto), principalmente em operações de conservação e manutenção, sendo que os abertos são utilizados como contribuição à redução de reflexão de trincas de pavimentos trincados em operações de manutenção. São classificados segundo seu volume de vazios em:

- denso – graduação contínua e bem graduado, com baixo volume de vazios, em geral entre 7 e 12% (IBP, 2021), ou abaixo de 10% segundo DER-SP (ET-DE-P00/025) e DER-PR (ES-P 23/17); a normativa do DNIT (DNER-ES 317/97) admite misturas dosadas a partir de 5% de volume de vazios;
- semidenso – com granulometria contínua grossa, com volume de vazios entre 15 e 20% (IBP, 2021), ou entre 10% e 20% segundo DER-SP (ET-DE-P00/025) e DER-PR (ES-P 23/17);
- aberto – graduação aberta, com elevado volume de vazios, em geral acima de 20% (IBP, 2021) e DER-SP(ET-DE-P00/025), e entre 20 e 30% segundo o DER-PR (ES-P 23/17).

Santana (1992) ressalta os aspectos funcional, estrutural e hidráulico do PMF, que variam de acordo com o volume de vazios, sendo função da granulometria escolhida. O mesmo autor define ainda o PMF como uma mistura preparada em usina apropriada, com agregados de vários tamanhos, emulsão asfáltica catiônica em geral, espalhada e compactada na pista à temperatura ambiente, podendo-se aquecer ou não o ligante, usada como camada de base ou revestimento, que pode ser executado em três categorias:

- aberto (PMFA): com pequena ou nenhuma quantidade de agregado miúdo e com pouco ou nenhum fíler, ficando após a compactação, com volume de vazios ( $V_v$ ) elevado,  $22 < V_v \leq 34\%$ ;
- semidenso: com quantidade intermediária de agregado miúdo e pouco fíler, ficando após a compactação com um volume de vazios intermediário,  $15 < V_v \leq 22\%$ ;
- denso (PMFD): com agregados graúdo, miúdo e de enchimento, ficando após a compactação com volume de vazios relativamente baixo,  $9 < V_v \leq 15\%$ .

No que concerne à permeabilidade, pode-se observar:

- vazios  $\leq 12\%$  – apresenta baixa permeabilidade podendo ser usada como revestimento;
- vazios  $> 12\%$  – apresenta alta permeabilidade, necessitando uma capa selante caso seja usada como única camada de revestimento. Quando  $> 20\%$ , pode ser usada como camada drenante.

Os PMFs podem ser usados em camada de 30 a 70 mm de espessura compactada, dependendo do tipo de serviço e da granulometria da mistura. As camadas devem ser espalhadas e compactadas à temperatura ambiente. O espalhamento pode ser feito com vibroacabadora ou até mesmo com motoniveladora, o que é conveniente para pavimentação urbana de ruas de pequeno tráfego. Também é possível estocar a mistura ou mesmo utilizá-la durante um dia inteiro de programação de serviços de conservação de vias (ABEDA, 2001).

O uso de emulsões de ruptura lenta e mistura densa pode levar o PMF a apresentar resistências mecânicas maiores e mais adequadas para uso como revestimento. É possível também se lançar mão atualmente de emulsões modificadas por polímeros para atender características específicas de clima e tráfego (ABEDA, 2001). A especificação técnica DNER-ES 317/97 se aplica a esses tipos de misturas asfálticas. Um resumo dessas especificações no que se refere às graduações e a alguns requisitos de dosagem é mostrado na tabela 4.19.

**TABELA 4.19 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE DOSAGEM RECOMENDADAS PELO DNIT PARA PRÉ-MISTURADOS A FRIO**

Peneiras		Faixas				
		Porcentagem em massa, passando				
ABNT	Abertura (mm)	A	B	C	D	Tolerância
1"	25,4	100	–	100	–	±7,0%
¾"	19,0	75–100	100	95–100	100	±7,0%
½"	12,5	–	75-100	–	95-100	±7,0%
⅜"	9,5	30-60	35-70	40-70	45-80	±7,0%
N <sup>o</sup> 4	4,8	10-35	15-40	20-40	25-45	±5,0%
N <sup>o</sup> 10	2,0	5-20	10-25	10-25	15-30	±5,0%
N <sup>o</sup> 200	0,075	0-5	0-5	0-8	0-8	±2,0%
Teor de asfalto, % sobre o total da mistura		4,0-6,0				±0,3%
Volume de vazios, %		5-30				
Estabilidade, kN, mínimo		25 (compactação de 75 golpes por face) 15 (compactação de 50 golpes por face)				
Fluência, mm		2,0-4,5				

Fonte: DNER-ES 317/97.

As normas do DER-SP (ET-DE-P00/025) e DER-PR (ES-P 23/17) admitem uma maior gama de teores, especificando o teor em emulsão entre 3,5 a 10,0%, em relação à massa total da mistura, dependendo da classe do PMF (denso, semidenso ou aberto). As vantagens da técnica de misturas a frio estão ligadas principalmente ao uso de equipamentos mais simples, trabalhabilidade à temperatura ambiente, boa adesividade com quase todos os tipos de agregado britado, possibilidade de estocagem e flexibilidade elevada (ABEDA, 2001).

O DNIT inclui a possibilidade de uso de emulsão asfáltica modificada por polímero nos PMFs. A especificação de serviço que rege essa aplicação é a DNER-ES 390/99, que prevê as mesmas faixas granulométricas que as aplicações com emulsão asfáltica convencional, com pequenas alterações em alguns requisitos como volume de vazios de 5 a 25%, estabilidade mínima de 25 kN com compactação dos corpos de prova Marshall com 75 golpes por face, e porcentagem de resíduo de emulsão entre 4 e 7 nas faixas C e D.

É possível ainda se utilizar as argamassas a frio, conhecidas como areias asfalto a frio (AAF), onde há carência de agregados pétreos graúdos. Podem ser usados: areia, pedrisco, pó de pedra, pó de escória ou combinação deles. Nesse caso é importante usar emulsão de ruptura

lenta que tenha por base asfaltos mais consistentes para melhorar as características mecânicas da AAF (ABEDA, 2001). Propostas de uso de AAF em pavimentação urbana podem ser encontradas em Dias (2004). Misturas de areia asfalto a frio com uso de emulsão asfáltica (AAUF) podem ser aplicadas em locais de baixo volume de tráfego. Para mais informações recomenda-se a consulta a Silveira (1999) que avaliou o uso de emulsão convencional e com polímero e Chaves (2010) que avaliou misturas de AAF em pavimentação de baixo volume de tráfego no estado do Ceará propondo um método de dosagem, entre outros autores. Chaves (2010) avaliou AAUF por compactação Marshall e giratória, com e sem fíler, analisou os agregados com a técnica do AIMS e as misturas compactadas com tomografia computadorizada, para avaliar a distribuição dos vazios de ar. Fez ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência, Cântabro, WTAT e LWT com adaptações.

#### **4.5 MISTURAS USINADAS *IN SITU* EM USINAS MÓVEIS E APLICADORAS ESPECIAIS**

Em casos, principalmente, de selagem de trincas e restauração de algumas características funcionais, além dos tipos de mistura descritos acima, que empregam usinas estacionárias ou mesmo móveis em alguns casos (usinas que devem ser instaladas em um certo local nas proximidades da obra, podendo ser movidas com a progressão dos serviços de pavimentação, mas que seu produto deve ser transportado para a pista), é possível usar outros tipos de misturas asfálticas que se processam em usinas móveis especiais que promovem a mistura agregados-ligante imediatamente antes da aplicação sobre a estrutura do pavimento, e que possuem sistema de distribuição sobre a pista. São misturas relativamente fluidas, como a lama asfáltica e o microrrevestimento asfáltico a frio.

##### **4.5.1 Lama asfáltica**

As lamas asfálticas consistem basicamente de uma associação, em consistência fluida, de agregados minerais, material de enchimento ou fíler, emulsão asfáltica e água, uniformemente misturadas e espalhadas no local da obra, à temperatura ambiente. Esse tipo de mistura *in situ* começou a ser utilizado na década de 1960, nos Estados Unidos (*slurry seal*), na França e no Brasil (IBP, 1999; ABEDA, 2001).

A lama asfáltica tem sua aplicação principal em manutenção de pavimentos, especialmente nos revestimentos com desgaste superficial e pequeno grau de trincamento, sendo nesse caso um elemento de impermeabilização e rejuvenescimento da condição funcional do pavimento. Aplica-se especialmente em ruas e vias secundárias. Eventualmente ainda é usada em granulometria mais grossa para repor a condição de atrito superficial e resistência à aquaplanagem. Outro uso é como capa selante aplicada sobre tratamentos superficiais envelhecidos. No entanto, não corrige irregularidades, nem aumenta a capacidade estrutural, embora a impermeabilização da superfície possa promover em algumas situações a diminuição das deflexões devido ao impedimento ou redução de penetração de água nas camadas subjacentes ao revestimento.

A lama asfáltica é processada em usinas especiais móveis que têm um silo de agregado e um de emulsão, em geral de ruptura lenta, um depósito de água e um de fíler, que se misturam em proporções preestabelecidas imediatamente antes de serem espalhadas através de barra de distribuição de fluxo contínuo e tanto quanto possível homogêneo, em espessuras delgadas de 3 a 4 mm, sem compactação posterior. A especificação correspondente é a DNER-ES 314/97, cujas faixas granulométricas e algumas características da mistura constam da tabela 4.20. A

dosagem da lama asfáltica é realizada segundo as recomendações da International Slurry Surfacing Association, empregando os equipamentos *wet track abrasion test* (WTAT), *loaded wheel tester and sand adhesion* (LWT) e *wet stripping test* (WST), também utilizados para a dosagem de microrrevestimento asfáltico a frio, mostrados a seguir.

**TABELA 4.20 – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE MISTURA RECOMENDADAS PELO DNIT PARA LAMA ASFÁLTICA**

Peneiras		Faixas				Tolerância
		Porcentagem em massa, passando				
ABNT	Abertura (mm)	I	II	III	IV	
$\frac{3}{8}$ "	9,5	–	–	100	100	–
Nº 4	4,8	100	100	90-100	90-100	±5,0%
Nº 8	2,4	80-100	90-100	65-90	45-70	±5,0%
Nº 16	1,21	–	65-90	45-70	28-50	±5,0%
Nº 30	0,6	30-60	40-65	30-50	19-34	±5,0%
Nº 50	0,33	20-45	25-42	18-30	12-25	±4,0%
Nº 100	0,15	10-25	15-30	10-21	7-18	±3,0%
Nº 200	0,075	5-15	10-20	5-15	5-15	±2,0%
Mistura seca, kg/m <sup>2</sup>		4-6	2-5	5-8	8-13	–
Espessura, mm		3-4	2-3	4-6	6-9	–
<b>% em relação ao peso da mistura seca</b>						
Água		10-20	10-20	10-15	10-15	–
Ligante residual		8,0-13,0	10,0-16,0	7,5-13,5	6,5-12,0	–

Fonte: DNER-ES 314/97.

#### 4.5.2 Microrrevestimento asfáltico

Esta é uma técnica que pode ser considerada uma evolução das lamas asfálticas, visto que usa o mesmo princípio e concepção, porém utiliza emulsões modificadas com polímero para aumentar a sua vida útil. O microrrevestimento asfáltico é uma mistura a frio processada em usina móvel especial, de agregados minerais, fíler, água e emulsão com polímero, e eventualmente adição de fibras (ABNT NBR 14948/2003). A figura 4.14 mostra um exemplo de aplicação de microrrevestimento.

**Figura 4.14** – Exemplo de aplicação de lama asfáltica em um trecho de via urbana  
(foto: BR Distribuidora)



Fonte: BR Distribuidora, 2008.

Há vantagens em se aplicar o microrrevestimento asfáltico com emulsão asfáltica de ruptura controlada modificada por polímero. A emulsão é preparada de tal forma que permita sua mistura aos agregados como se fosse lenta e em seguida sua ruptura torna-se rápida para permitir a liberação do tráfego em pouco tempo, por exemplo, 1 a 2 horas.

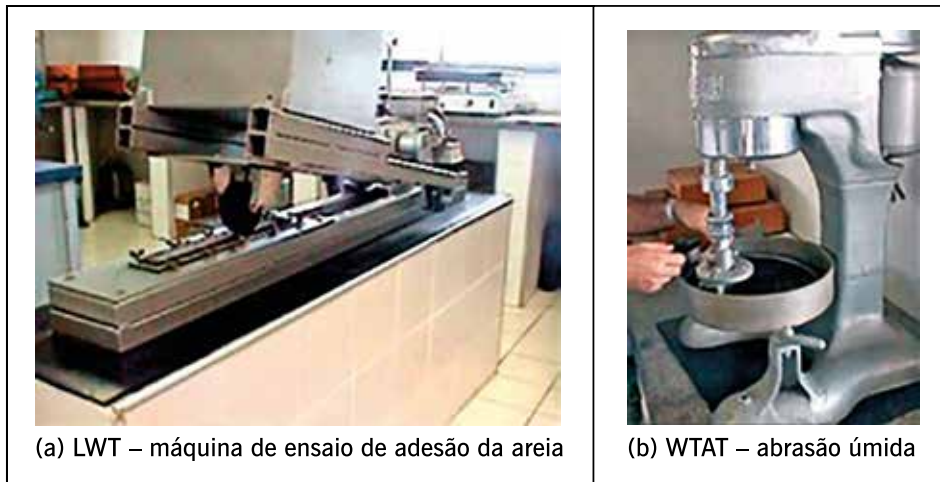
O microrrevestimento asfáltico pode ser utilizado em:

- recuperação funcional de pavimentos deteriorados;
- capa selante sobre tratamentos superficiais, sobre PMFs, sobre misturas usinadas abertas;
- revestimento de pavimentos de baixo volume de tráfego; e
- camada intermediária antirreflexão de trincas em projetos de reforço estrutural.

A figura 4.15 mostra os equipamentos usados para dosagem de lama asfáltica e microrrevestimento asfáltico, conhecidos como LWT e WTAT, especificados pela ABNT NBR 14841/2002 e ABNT NBR 14746/2001, respectivamente. Além desses dois ensaios ainda são utilizados os seguintes procedimentos de dosagem: ABNT NBR 14798/2002 – determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro (figura 4.16); ABNT NBR 14949/2003 caracterização da fração fina por meio da absorção do azul de metileno; ABNT NBR 14757/2001 – determinação da adesividade de mistura (figura 4.17). Vasconcelos (2013), Castro (2014) e Dantas (2019) usaram esses equipamentos para testar o uso de escória de aciaria, RAP e cinzas de termelétricas em microrrevestimento asfáltico a frio (MRAF). Esses ensaios e equipamentos constam na dosagem que será vista no capítulo 5.

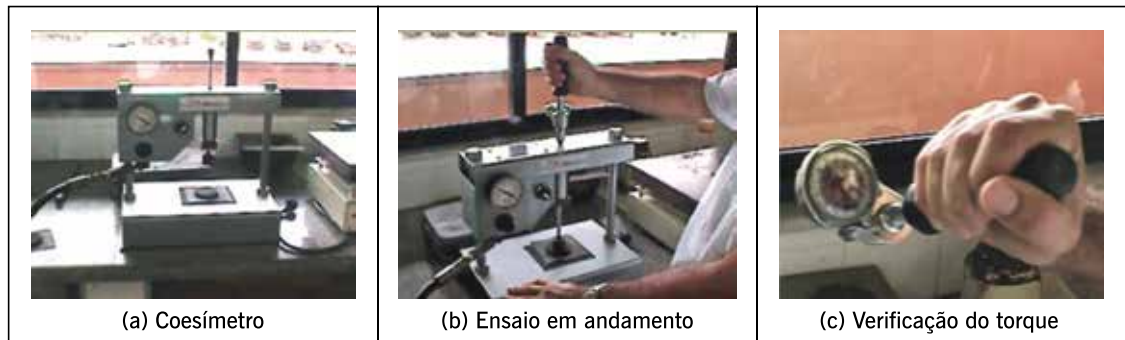


**Figura 4.15** – Equipamentos de LWT e WTAT usados na dosagem de microrrevestimento e lama asfáltica



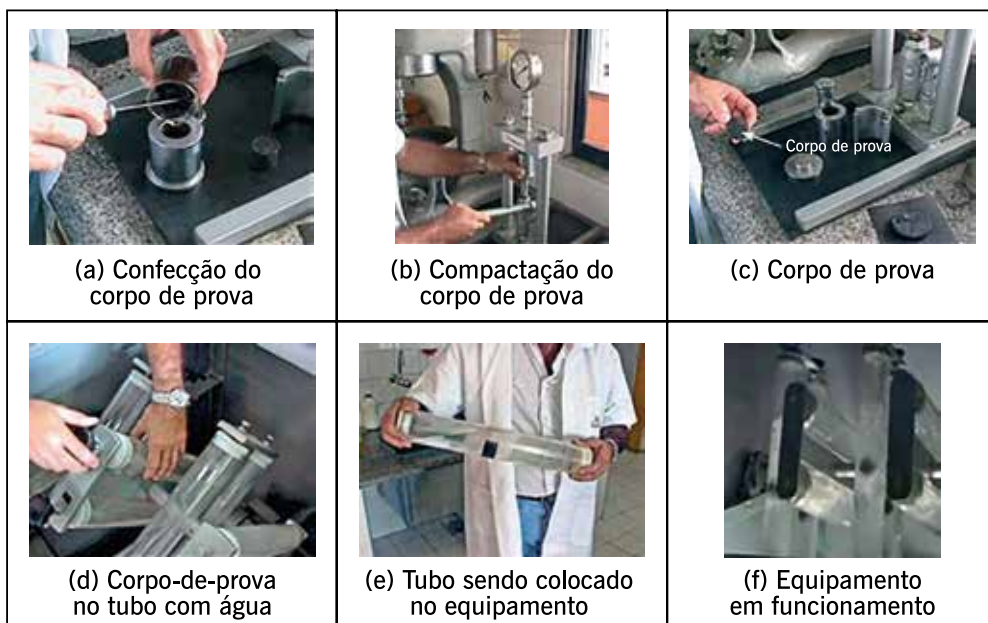
Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 4.16** – Etapas do ensaio de coesão de dosagem de microrrevestimento asfáltico



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 4.17** – Etapas do ensaio de coesão de dosagem de microrrevestimento asfáltico



Fonte: Elaborada pelos autores.

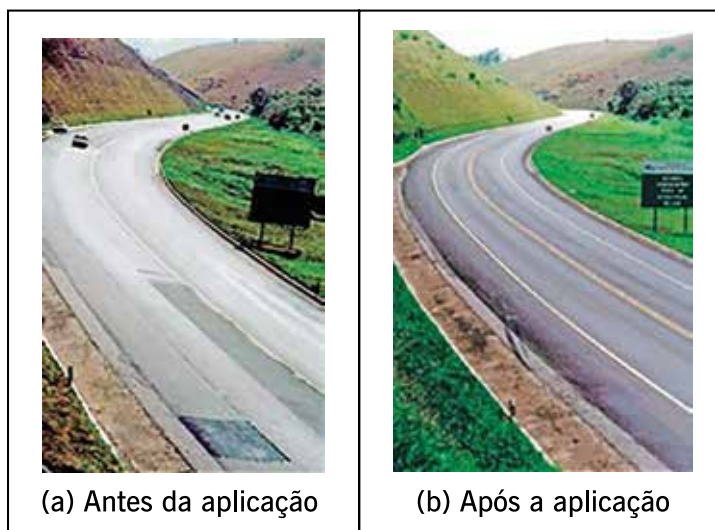
A figura 4.18 mostra exemplos de aplicação de microrrevestimento asfáltico, cujas especificações podem ser vistas em DNIT 035/2005-ES e ABNT NBR 14948/2003. A figura 4.19 mostra uma aplicação de microrrevestimento asfáltico como camada de manutenção de pavimentos.

**Figura 4.18** – Exemplos de aplicação de microrrevestimento asfáltico em rodovia de tráfego médio e pesado como restauração funcional



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 4.19** – Exemplo de aplicação de microrrevestimento asfáltico para restauração da superfície dos pavimentos (fotos: BR Distribuidora, 2006)



Fonte: Elaborada pelos autores.

## 4.6 MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS

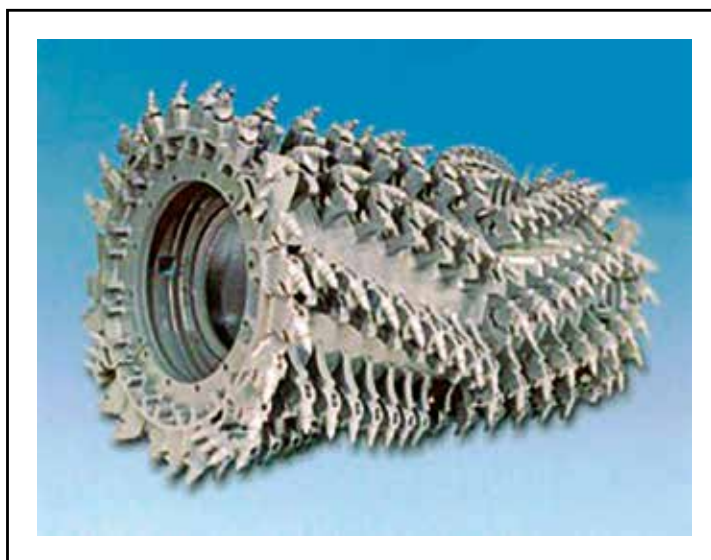
Quando um pavimento asfáltico em uso apresenta irregularidade longitudinal acentuada ou torna-se deteriorado estruturalmente, há necessidade de restaurar sua planicidade e sua capacidade de carga pela colocação de espessuras adicionais de camadas ou o corte de todo ou parte do revestimento deteriorado por equipamento especial – fresadora – e execução de nova camada de revestimento asfáltico. O material gerado no corte deve ser reaproveitado por reciclagem na própria obra geradora ou em outra obra em que caibam as tecnologias de reciclagem. Esse material deve ser disposto em pilhas com o devido cuidado de modo a evitar contaminação do material fresado (denominado de RAP), pelo material de fundação da pilha. A logística de empilhamento deve considerar a seleção em pilhas distintas de material de diferentes procedimentos de fresagem ou de diferentes obras, de maneira a colaborar com a facilidade de sua reutilização e reciclagem.

Entende-se por reciclagem de camadas asfálticas o processo de reutilização de revestimentos asfálticos envelhecidos e deteriorados para produção de novas misturas asfálticas, aproveitando os agregados e ligantes remanescentes, provenientes da fresagem, com acréscimo de novos materiais, novos agregados, novos ligantes asfálticos, e ainda de agentes rejuvenescedores e aglomerantes hidráulicos (cal ou cimento) quando necessário.

Fresagem é a operação de corte, por uso de máquinas especiais, de parte ou de todo o revestimento asfáltico existente em um trecho de via, ou até englobando outra camada do pavimento, como forma de restauração da qualidade ao rolamento da superfície, ou como melhoria da capacidade de suporte.

Existem numerosos equipamentos atualmente que permitem processar esse corte, chamados de máquinas fresadoras, ou simplesmente fresadoras, que utilizam rolos especiais munidos de pontas (*bits*) cortantes pela presença de diamantes – figura 4.20. Mais informações sobre esse processo de fresagem e sobre fresadoras podem ser vistas em Bonfim (2021), por exemplo, e nas páginas dos fabricantes.

**Figura 4.20** – Exemplo de um rolo de corte de uma fresadora



Fonte: Wirtgen, 2012.

A figura 4.21 traz um exemplo de um processo de fresagem em uma rodovia, mostrando ainda o material fresado sendo recolhido em um caminhão para posterior reaproveitamento e a superfície ranhurada resultante do corte com os *bits* fresadores.

Normalmente os agregados de uma mistura envelhecida mantêm as suas características físicas e de resistência mecânica intactas, enquanto o ligante asfáltico tem suas características alteradas, tornando-se mais viscoso nessa condição. É possível reaproveitar totalmente o material triturado ou cortado pelas fresadoras e recuperar as características do ligante com a adição de agentes de reciclagem ou rejuvenescedores.

A reciclagem pode ser efetuada:

- a quente, utilizando-se CAP, AR e agregados fresados aquecidos;
- a frio, utilizando EAP, ARE e agregados fresados à temperatura ambiente.

**Figura 4.21** – Exemplo de fresadora e de serviço de fresagem em uma rodovia (fotos: Valmir Bonfim)



(a) Processo de fresagem e recolhimento do material



(b) Pista após fresagem



(c) Processo de fresagem de maior largura de faixa (Foto: Bonfim, 2012)

Fonte: Elaborada pelos autores.

Pode ser realizada em:

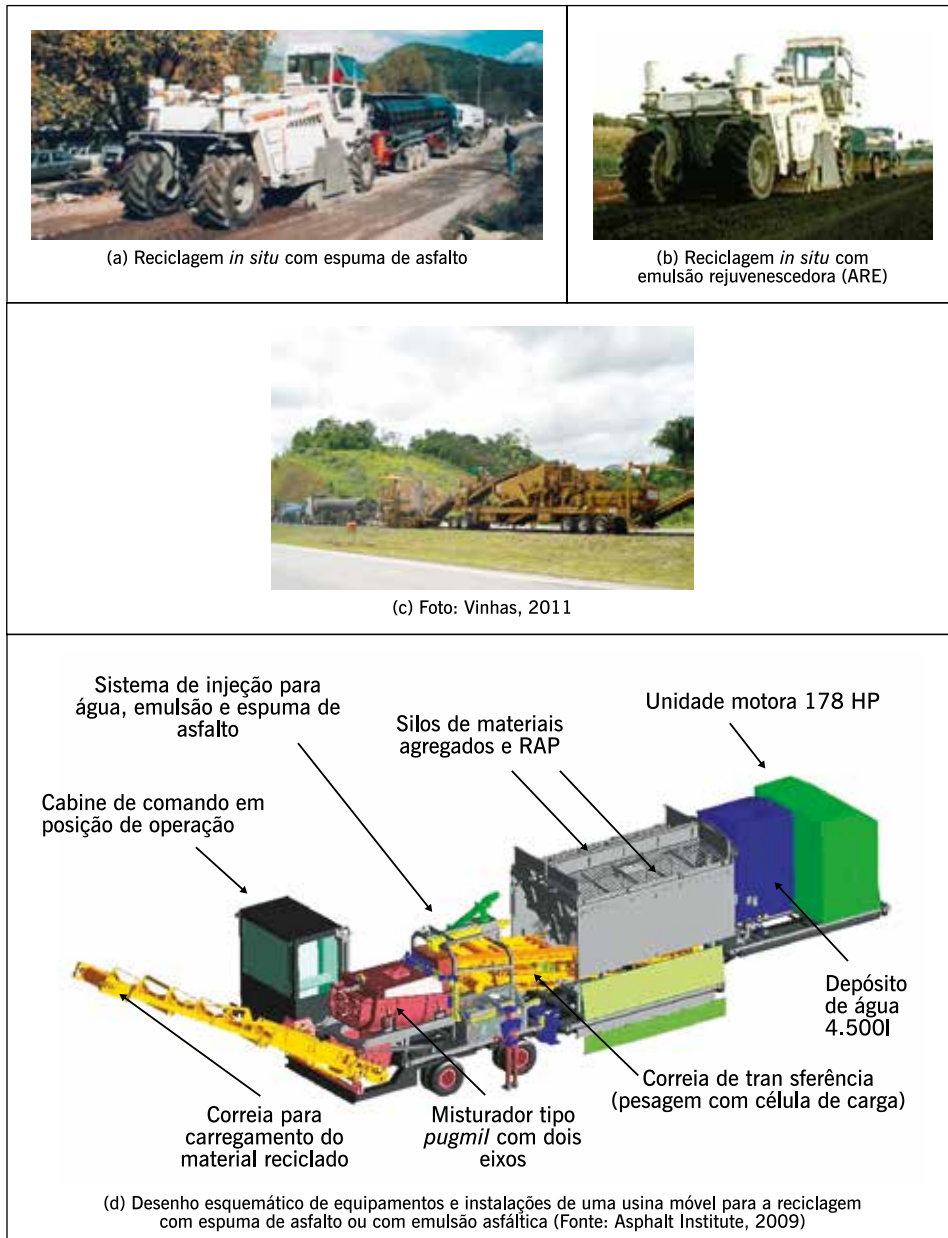
- usina, a quente, morno ou a frio – o material fresado é levado para a usina estacionária;
- *in situ*, em geral com processo de mistura a frio – o material fresado é misturado com emulsão asfáltica, podendo ter adição de ligante hidráulico, no próprio local do corte, por equipamento especialmente concebido para essa finalidade;
- usinas móveis empregando a técnica de asfalto espuma ou mesmo de emulsão como ligante. Nesse caso pode ser incorporada ao revestimento antigo uma parte da camada de base, em geral com a adição de ligantes hidráulicos, formando um novo material para a base asfáltica do pavimento, que será revestida de nova mistura asfáltica como camada de rolamento.

A figura 4.22 mostra um exemplo de equipamentos de reciclagem a frio *in situ*, com emulsão modificada (b) e (c), e de reciclagem *in situ* de RAP com espuma de asfalto (a). A figura 4.22 (d) traz um desenho esquemático de uma usina móvel que pode ser estacionada próxima ao local de pista a ser reciclada e pode ser empregada para reciclagem de RAP com espuma de asfalto ou com emulsão asfáltica. Há numerosas vantagens técnicas em se utilizar a fresagem e a reciclagem nos processos de recuperação de pavimentos degradados, além da questão ecológica de preservação de recursos minerais escassos.

Essas técnicas têm sido frequentemente utilizadas no país e atualmente já se tem vasta experiência nesse serviço. As especificações DNIT 033/2021 e DNIT 034/2005 indicam os requisitos a serem atendidos para reciclagem em usina ou *in situ*, respectivamente. A norma DNIT 169/2014–ES especifica a reciclagem com asfalto espuma em usina e a DNIT 166/2013–ES especifica a reciclagem com espuma *in situ*.

Muitas pesquisas e trabalhos acadêmicos têm sido feitos no Brasil para implementação das técnicas de reciclagem de pavimentos asfálticos. Citam-se como exemplo: Castro Neto (2000), Castro (2003), Zubarán (2014), Guatimosin (2015), Genesseeux (2015), Centofante (2016), Suzuki (2019), Gaspar (2019), entre muitas outras.

**Figura 4.22** – Exemplos de equipamentos recicladores com emulsão asfáltica e usina móvel para reciclagem com asfalto espuma



Fonte: Asphalt Institute, 2009.

#### 4.7 TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

Os chamados tratamentos superficiais consistem em aplicação de ligantes asfálticos e agregados sem mistura prévia, na pista, com posterior compressão (compactação) que promove o recobrimento parcial e a adesão entre agregados e ligantes.

Define Larsen (1985):

Tratamento superficial por penetração: revestimento flexível de pequena espessura, executado por espalhamento sucessivo de ligante betuminoso e agregado, em operação simples ou múltipla. O tratamento simples inicia-se, obrigatoriamente, pela aplicação única do ligante, que será coberto logo em seguida por uma única camada de agregado. O ligante penetra de baixo

para cima no agregado (penetração “invertida”). O tratamento múltiplo inicia-se em todos os casos pela aplicação do ligante que penetra de baixo para cima na primeira camada de agregado, enquanto a penetração das seguintes camadas de ligante é tanto “invertida” como “direta”.

A espessura acabada é da ordem de 5 a 20 mm.

As principais funções do tratamento superficial são:

- proporcionar uma camada de rolamento de pequena espessura, porém, de alta resistência ao desgaste;
- impermeabilizar o pavimento e proteger a infraestrutura;
- proporcionar um revestimento com maior aderência pneu/pavimento;
- proporcionar um revestimento de alta flexibilidade que possa acompanhar deformações relativamente grandes da infraestrutura.

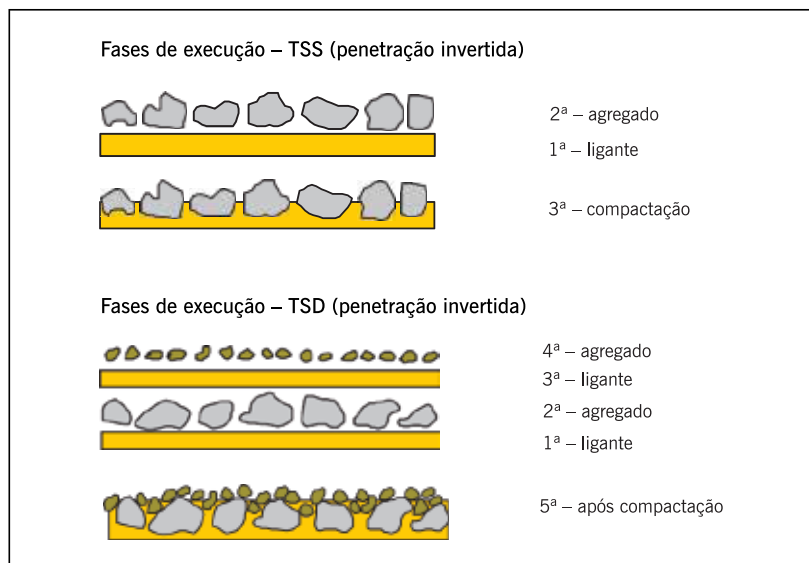
Os tratamentos superficiais têm sido utilizados também como recurso de retardamento de reflexão de trincas, quando executados sobre revestimento trincado, antes do recebimento de nova camada de revestimento asfáltico. Devido à sua pequena espessura, o tratamento superficial não aumenta a resistência estrutural do pavimento e não corrige irregularidades (longitudinais ou transversais) da pista caso seja aplicado em superfície com esses defeitos.

De acordo com o número de camadas sucessivas de ligantes e agregados, podem ser:

- TSS – tratamento superficial simples;
- TSD – tratamento superficial duplo;
- TST – tratamento superficial triplo.

A figura 4.23 mostra, esquematicamente, esses três tipos de revestimentos. Nos tratamentos múltiplos em geral a primeira camada é de agregados de tamanhos maiores e eles vão diminuindo à medida que constituem nova camada. A tabela 4.21 mostra um exemplo de faixas granulométricas que podem ser empregadas no TSD, segundo norma DNIT 147/2012-ES.

**Figura 4.23** – Esquema de tratamentos superficiais (sem escala)  
Fases de execução – TSS (penetração invertida)



Fonte: Nascimento, 2004.

**TABELA 4.21 – EXEMPLO DE FAIXAS GRANULOMÉTRICAS PARA TSD**

Peneiras		Faixas			Tolerância
ABNT	(mm)	Porcentagem em massa, passando			
		A 1ª camada	B 1ª ou 2ª camada	C 2ª camada	
1"	25,4	100	–	–	±7,0%
¾"	19,1	90-100	–	–	±7,0%
½"	12,7	20-55	100	–	±7,0%
⅜"	9,5	0-15	85-100	100	±7,0%
Nº 4	4,8	0-5	10-30	85-100	±5,0%
Nº 10	2,0	–	0-10	10-40	±5,0%
Nº 200	0,075	0-2	0-2	0-2	±2,0%

Fonte: DNIT 147/2012–ES.

Uma aplicação interessante de agregados siderúrgicos (escória de aciaria) em tratamento superficial foi avaliada por Loiola (2009) e Pereira (2013), em laboratório, bem como por Rocha (2011) pela construção de um trecho experimental. Outra aplicação inovadora foram os testes com RAP realizados por Mesquita Júnior *et al.* (2018).

São ainda incluídos na família dos tratamentos superficiais, que se caracterizam pelo espalhamento de materiais separadamente e o envolvimento do agregado pela penetração do ligante (sempre com pequenas espessuras):

- *capa selante* por penetração: selagem de um revestimento betuminoso por espalhamento de ligante betuminoso, com ou sem cobertura de agregado miúdo. Espessura acabada: até 5 mm, aproximadamente. Frequentemente usada como última camada em tratamento superficial múltiplo. Quando não usada cobertura de agregado miúdo, usa-se também o termo “pintura de impermeabilização” ou *fog seal*;
- *tratamento superficial primário* por penetração: tratamento para controle de poeira (antipó) de estradas de terra ou de revestimento primário, por espalhamento de ligante betuminoso de baixa viscosidade, com ou sem cobertura de agregado miúdo. O ligante deve penetrar, no mínimo, de 2 a 5 mm na superfície tratada;
- *lama asfáltica*: capa selante por argamassa pré-misturada. Espessura acabada de 2 a 5 mm – ver item 4.4;
- *macadame betuminoso* por penetração (direta): aplicações sucessivas (geralmente duas) de agregado e ligante betuminoso, por espalhamento. Inicia-se pela aplicação do agregado mais graúdo. Espessura acabada maior que 20 mm. É mais usado como base ou *binder*, em espessuras maiores que 50 mm. O macadame betuminoso tem sido pouco empregado nos últimos anos, e é obtido por penetração direta: espalha-se primeiro o agregado e depois o ligante betuminoso. Inicia-se pela aplicação do agregado mais graúdo (DNER-ES 311/97).

A maior parte da estabilidade do tratamento superficial por penetração simples deve-se à adesão conferida pelo ligante entre o agregado e o substrato, sendo também importante a contribuição dada pelo entrosamento das partículas conforme pode ser visto em Silva, Barroso e Kim (2018) e Silva (2018). Já no macadame betuminoso, a estabilidade é principalmente obtida pelo travamento e atrito entre as pedras, complementada pela coesão conferida pelo ligante. Do tratamento superficial por penetração simples até o tratamento múltiplo, há uma transição



no que diz respeito à estabilidade. Entretanto, quanto mais aplicações se adotam no tratamento superficial, mais duvidosas serão as vantagens econômicas do processo; nesse caso um outro tipo de revestimento, como pré-misturado ou mesmo usinado, deve ser considerado.

Discriminam-se, frequentemente, os tratamentos superficiais múltiplos em diretos e invertidos:

- denomina-se por penetração invertida o tratamento iniciado pela aplicação do ligante, como é o caso do TS clássico no caso de ligantes a quente. O TSS sempre é totalmente de penetração invertida;
- o termo penetração direta foi introduzido para melhor identificar os TSs, principalmente em acostamentos, executados com emulsão de baixa viscosidade, onde é necessário iniciar-se por um espalhamento de agregado para evitar o escorrimento do ligante. Nesse tipo de tratamento, era prevista uma penetração (agulhamento) significativa do agregado no substrato já durante a compactação. Essa ancoragem é necessária para compensar a falta de ligante por baixo do agregado. Portanto, a primeira camada de agregado, nesse tipo de tratamento, deve ser considerada, também, como um complemento à base.

Desaconselha-se o uso de emulsão de baixa viscosidade em TS por penetração (somente em capa selante). Recomenda-se ainda iniciar o tratamento superficial convencional por uma aplicação de ligante quando não há um agulhamento significativo da primeira camada de agregado. A partir de um tamanho de agregado da ordem de 25 mm pode-se iniciar o tratamento por espalhamento de agregado (mesmo sem agulhamento), sem prévio banho de ligante, uma vez que o atrito entre as partículas e a própria inércia de cada pedra contribuem significativamente para a estabilidade da camada.

A construção de um TSS consiste das seguintes etapas (ver com mais detalhes no capítulo 8):

1. *aplicação do ligante asfáltico*: sobre a base imprimada, curada e isenta de material solto, aplica-se um banho de ligante com carro tanque provido de barra espargidora;
2. *espalhamento do agregado*: após a aplicação do ligante, efetua-se o espalhamento do agregado, de preferência com caminhões basculantes dotados de dispositivos distribuidores; e
3. *compressão/compactação*: após o espalhamento do agregado, é iniciada a sua compressão sobre o ligante, com rolo liso ou pneumático.

Podem ser empregados cimentos asfálticos ou emulsões asfálticas nesse tipo de construção, atualmente sendo usados também ligantes modificados por polímero ou por borracha de pneus. Tem-se empregado técnicas de recobrimento prévio dos agregados com pequena espessura de modo a melhor aderir aos ligantes aplicados por penetração, principalmente a quente, o que promove melhor durabilidade dos tratamentos superficiais, mesmo sob tráfego pesado.

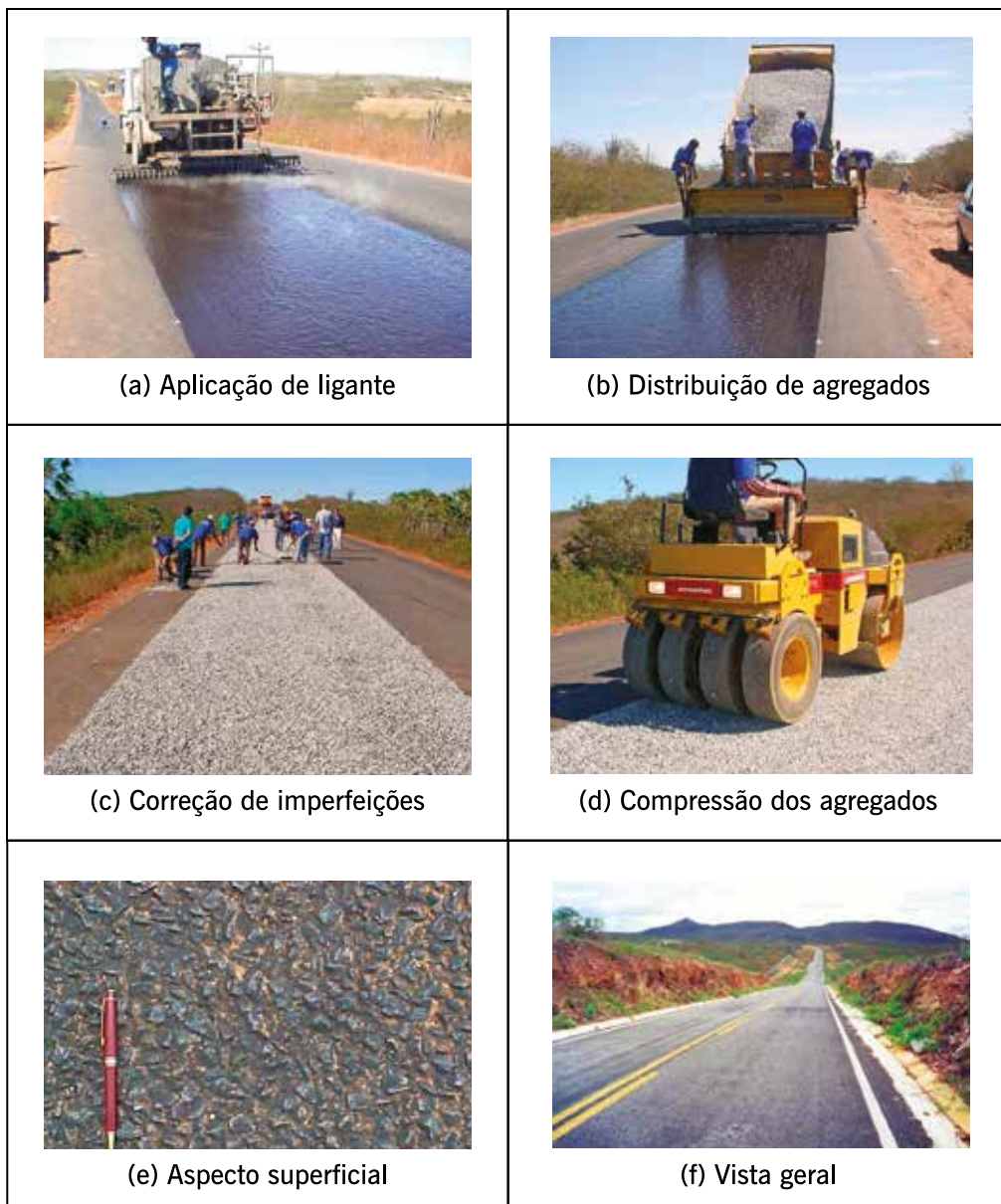
A figura 4.24 traz alguns exemplos dessas etapas construtivas pelo processo mais tradicional onde são empregados equipamentos independentes para a aplicação de ligante asfáltico e distribuição de agregados, enquanto na figura 4.25 são mostrados exemplos de etapas construtivas com a nova geração de equipamentos especialmente preparados com silos de agregado e de ligante, combinados em um único veículo, melhorando a eficiência e regularidade na aplicação dos TSs.

Os franceses também empregam a técnica dos TSs e mesmo de misturas a frio e os TSs (*enduit superficiel* – NF P 98 160) representam a técnica mais econômica utilizada na manutenção da impermeabilização e forte macroestrutura superficial de rodovias com volume de

tráfego de baixo a médio. As misturas a frio (*enrobés coulés à froid* – ECF) são misturas de agregados, emulsão asfáltica, água e aditivos e têm sido aplicadas em substituição aos tratamentos mais sensíveis à desagregação com dosagem de 12 a 14 kg/m<sup>2</sup>, às vezes em camada dupla na dosagem de 25 kg/m<sup>2</sup>.

A capa selante, como o nome indica, permite a selagem de um revestimento betuminoso por espalhamento de ligante asfáltico, com ou sem cobertura de agregado miúdo. Frequentemente usada como última camada em tratamento superficial múltiplo.

**Figura 4.24** – Etapas construtivas de um TSS pelo sistema convencional



Fonte: Elaborada pelos autores.

O tratamento superficial primário (TAP, antipó) utilizado em estradas de terra ou de revestimento primário é uma alternativa de baixo custo para locais de baixíssimo volume de tráfego e é obtida por espalhamento de ligante de baixa viscosidade, com cobertura de agregado miúdo (DER-BA 023/00).

Castro (2003), Duque Neto (2004) e Silva Jr (2005) estudaram a técnica de antipó com uso de emulsão de xisto para essa aplicação, em laboratório e no campo.

Abeda (2001) define que o tratamento antipó consiste no espalhamento de emulsão asfáltica catiônica, com posterior aplicação de agregado mineral, sobre uma superfície não pavimentada, com a finalidade de evitar a propagação do pó.

A tentativa de associar um ligante asfáltico a um revestimento primário, com finalidade de utilização em pavimentos de baixo volume de tráfego, não é recente. Em 1959, na BR-135/MA, foi construído o primeiro trecho da técnica de antipó (SANTANA, 1978). A técnica de tratamento antipó ou contra pó já foi bastante empregada na Bahia (COSTA, 1986). Em 1968, o DER do estado (DER-BA) realizou sua primeira experiência. Foram construídos 43 km da Rodovia BA-046, na qual aproveitou-se o revestimento primário existente e aplicou-se uma imprimação de asfalto diluído CR-250. O agregado utilizado sobre o CR-250 foi uma areia lavada de rio. Em 1969, o DER-BA construiu um trecho de 80 km na BR-235, Rodovia Petrolina-Casa Nova, utilizando uma emulsão RM-1C sobre 150 mm de espessura de material granular (SANTANA, 1978). Uma contagem de tráfego efetuada naquela época registrou um volume diário de 210 veículos, sendo 67% de carros de passeio. Devido ao grande sucesso obtido, o DER-BA construiu numerosos trechos com diferentes características quanto ao volume de tráfego e quanto ao índice de pluviosidade da região, gerando as normas DER-BA-1985 e DER-BA ES-P-23/00. Segundo o referido órgão, o estado já havia construído cerca de 5.000 km de tratamento antipó utilizando ligantes asfálticos na forma de emulsões convencionais e asfaltos diluídos até a década de 1990.

**Figura 4.25** – Exemplos de equipamentos e etapas construtivas de um TSS pelo sistema do equipamento especial com silos de agregado e ligante no mesmo veículo (fotos: Santos, 2003)



Fonte: Elaborada pelos autores.

Na primeira década deste século, aplicou-se emulsão à base de óleo de xisto (emulsão antipó) quando foi possível se conseguir melhores resultados quanto à durabilidade mesmo com

essa técnica muito simples, para baixo volume de tráfego e de baixo peso, caso frequente em ruas e estradas municipais vicinais.

Com o intuito de verificar a durabilidade da técnica antipó e de melhorar o nível de sucesso na sua dosagem, aliado à escolha adequada do material de base, Duque Neto *et al.* (2004) procuraram ensaios para avaliar o comportamento do tratamento quando submetido ao desgaste do tráfego. Os ensaios escolhidos para esse teste foram metodologias associadas à dosagem de microrrevestimento asfáltico, com algumas modificações.

Os ensaios de desgaste LWT e WTAT, convencionalmente utilizados na dosagem de microrrevestimento, tiveram seus moldes para confecção do corpo de prova alterados, visto a necessidade de criação de uma camada de solo que pudesse ser comparada à superfície da base do pavimento que recebe o tratamento antipó. Para o LWT foram confeccionados moldes de 50 mm de altura, 50,8 mm de largura e 381 mm de comprimento. Para o ensaio WTAT foram confeccionados moldes de 300 mm de diâmetro e 50 mm de altura. As condições de carregamento, velocidades do equipamento e tipo de superfície de contato foram mantidas conforme os ensaios padronizados pela ABNT NBR 14746 e ABNT NBR 14841.

Os métodos de ensaios modificados permitem verificar a durabilidade da base imprimada quando ela está sujeita à ação do tráfego. Considera-se que, se a base imprimada possuir uma boa interação com a emulsão proporcionando boa resistência ao desgaste, o sucesso da técnica estará garantido, visto que a impermeabilização da base estará satisfeita.

O pó de pedra utilizado no salgamento da técnica do tratamento antipó possui a finalidade de proteger a camada imprimada e estará submetido à ação do tráfego. Portanto, é necessária a realização do ensaio de desgaste nessa camada, e o seu sucesso depende da qualidade da emulsão aplicada no segundo banho e do material granular utilizado (pó de pedra, areia etc.).

As figuras 4.26 e 4.27 mostram alguns aspectos desses ensaios modificados e a figura 4.28 apresenta fotos de aplicação de tratamento antipó em campo. O mesmo esquema se pode aplicar ao projeto de TSS (THULER, 2005).

**Figura 4.26** – Ensaio de desgaste LWT modificado para antipó



Fonte: Duque Neto *et al.*, 2004.

**Figura 4.27** – Ensaio de desgaste WTAT modificado para antipó



Fonte: Duque Neto *et al.*, 2004.

**Figura 4.28** – Exemplos de aplicação em campo de tratamento antipó com emulsão à base de óleo de xisto



Fonte: Castro, 2003.

## 4.8 SELEÇÃO DE CAMADAS ASFÁLTICAS PARA AS OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

A seleção do tipo de mistura asfáltica para um pavimento, seja nos projetos de implantação quanto nos de reabilitação, está condicionada à estrutura do pavimento como um todo, incluindo o subleito, e demanda a consideração de uma série de pontos relevantes pelo projetista:

- tráfego atuante e período de projeto;
- geometria da via e condicionantes do relevo;
- condicionantes climáticos e dispositivos de drenagem;
- tipos de ocorrência de solos, natureza do subleito e disponibilidade de materiais no local ou nas proximidades;
- tecnologias ou facilidades instaladas e disponíveis na região.

Para uma melhor consideração dos tipos de revestimentos mais indicados, serão subdivididos os pavimentos por classe de tráfego, embora esta subdivisão não seja normativa brasileira. Essa sugestão é para facilitar as escolhas, não deixando de considerar todos os aspectos realçados acima.

### 4.8.1 Classes de tráfego e período de projeto

Para os projetos das vias, o volume de tráfego é relevante para os cálculos da capacidade viária e nível de serviço, que direcionam o projeto de movimento de terra (cortes e aterros, túneis e viadutos), número de faixas de tráfego, largura mínima delas, declividades máximas, entre outros aspectos geométricos.

O projeto da estrutura de pavimento dessas vias considera os veículos comerciais, mas essa premissa deve ser cautelosa, pois eles são os maiores responsáveis pela solicitação da estrutura e, por consequência, causam a deterioração dos pavimentos. É importante lembrar que cada carga solicitante gera um dano à estrutura e que os danos são cumulativos, levando a mesma a níveis de deterioração que o projetista designa de “final de vida de projeto”. O final de vida de projeto é estabelecido pelo projetista, que em geral vincula a uma área trincada máxima admissível dos revestimentos asfálticos, aos afundamentos máximos admissíveis de trilhas de roda, ou mesmo à irregularidade longitudinal máxima admissível, entre outros aspectos.

O tráfego solicitante é um dos parâmetros de maior dificuldade de determinação ou de estimativa futura nos projetos de pavimentação e que, ao ser subestimado, pode levar ao subdimensionamento das estruturas de pavimentos ou à redução de sua vida de projeto. Vários fatores devem ser mensurados, determinados, previstos, ou mesmo estimados, para considerar o tráfego de veículos, principalmente de veículos comerciais:

- volume diário médio de veículos comerciais no total, estando atento às épocas de safra e entressafra quando pertinentes. No Brasil, empregam-se as rodovias como um dos mais importantes meios de transporte de carga, prevalecendo sobre os demais modos e respondendo por praticamente 60% do total da carga transportada. Dado esse panorama de logística de transporte de carga e a reduzida malha rodoviária brasileira pavimentada relativamente às dimensões territoriais, a participação de veículos comerciais sobre o total que utiliza essas vias pavimentadas é elevada, sendo frequentes percentuais de 30 a 60%;

- a porcentagem dos veículos por sentido, que pode ser desbalanceada se há majoritariamente um sentido mais carregado do que o outro. Em projetos de pista simples, deve-se sempre considerar o sentido mais carregado devido ao fator preponderante que é a continuidade geométrica de camadas, facilitando a construção e a continuidade hidráulica;
- a porcentagem de veículos comerciais por faixa de tráfego para vias com duas ou mais faixas por sentido, sendo em geral considerada a faixa mais carregada ou a mais solicitada pelos veículos comerciais para o projeto do pavimento; e
- a frequência de distribuição de peso dos veículos comerciais, configurações de eixos e tipos de pneus, fatores preponderantes no cálculo das solicitações do tráfego. Esses dados são, infelizmente, escassos no Brasil dada a pequena quantidade de balanças instaladas e, frequentemente, o projetista estima uma porcentagem de eixos carregados no limite legal de carga e uma porcentagem complementar que circula vazio (carga do próprio veículo). Essas estimativas podem levar a cálculos que subestimam a solicitação real do tráfego, pois há uma porcentagem, às vezes expressiva, de veículos que circulam com excesso de carga.

O excesso de carga dos veículos comerciais (carga acima da carga legal) tem sido constatado em vários estudos e pesquisas brasileiras. O Conselho Nacional de Trânsito (Contran), responsável pela regulamentação para aferição de peso de veículos, também estabelece, por meio de resoluções, percentuais de tolerância de peso. Em 2014, a Resolução nº 489 do Contran estabeleceu novos limites de tolerância, que foram sancionados na Lei nº 13.103, de março de 2015, regulamentando: o percentual de 5% sobre os limites de pesos regulamentares para o peso bruto total (PBT); e de 10% sobre os limites de peso regulamentares por eixo caso o PBT não exceda os 5%. Em março de 2021, o CONTRAN publica a Resolução nº 820, onde os veículos ou combinação de veículos com peso bruto total regulamentar igual ou inferior a 50 t passam a ser fiscalizados apenas quanto aos limites de peso bruto total ou peso bruto total combinado, cuja tolerância de pesagem é o percentual de 5%; para veículos cujo PBT é superior a 50 t, a pesagem deve ser feita por eixo, cuja tolerância passa de 10% para 12,5% sobre os limites de peso bruto transmitido por eixo de veículos.

A deterioração dos pavimentos é dada por veículos comerciais e já se comprovou, até experimentalmente, que a magnitude do dano aos pavimentos é exponencial com a carga aplicada, ou seja, o dano é proporcional à carga solicitante elevada a uma potência (quarta potência ou até superior a esta) (HRB, 1962). Desta forma, pode-se compreender que as cargas dos veículos comerciais (e o excesso de cargas) é um dos fatores responsáveis pela maior variação das solicitações que devem ser consideradas ou previstas para o dimensionamento de estruturas de pavimentos. Recomenda-se fortemente que os projetos de pavimentação avaliem a sensibilidade ou as alterações nas espessuras de camadas calculadas frente à provável variação dos parâmetros do tráfego solicitante.

Os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos levam em consideração a solicitação equivalente de repetições acumuladas de eixo padrão. Ou seja, a solicitação real dos pavimentos acumulada na vida de projeto equivale ao somatório de solicitações do eixo padrão adotado, atuantes de forma transiente, e que resultam, de forma equivalente, em um dano total acumulado, similar ao causado pelo tráfego real. O eixo padrão é aquele que causa um dano unitário à estrutura de pavimento.

O eixo padrão, também adotado no Brasil, foi estabelecido pelos norte-americanos na década de 1950 (AASHTO, 1961), sendo a configuração escolhida a de um eixo simples de rodas duplas (ESRD), com carga total no eixo, somando as quatro rodas, de 18 kpis ou 80 kN (8,2 tf). Vários métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos existentes, como a AASHTO (1961, sendo a última versão publicada em 1993), e o método brasileiro do DNIT (última versão em 1981, reproduzida em DNIT, 2006a) transformam todos os veículos comerciais, com as mais distintas cargas e configurações de eixos, empregando diferentes procedimentos, em um número N acumulado de repetições de eixos padrão, no período de projeto.

Uma crítica que se faz é em relação ao uso do número N para representar a solicitação do tráfego, é que se estimam os danos de forma particularizada, levando em consideração um determinado problema ou ruptura provável. Esses pressupostos e hipóteses não são aplicáveis indistintamente para todos os tipos de estruturas e espessuras de camadas de pavimentos. Ou seja, o emprego do número N para representar a solicitação de tráfego é simplista e aplicável para um critério específico.

O projetista de pavimentos poderá avaliar as solicitações na estrutura de pavimento considerando cada tipo de solicitação (cada tipo de configuração de eixos e carga por roda). Os novos métodos de dimensionamento de pavimento mecanicistas levam em consideração o acúmulo total de danos, sendo este o somatório de danos diferentes para cada tipo de carga atuante (AASHTO, 2008), podendo ser particularizado para a estrutura que se está concebendo. Essa é uma tendência também em nosso país, visto que considera as especificidades de cada projeto, de cada estrutura e de cada material nas respostas das solicitações, como por exemplo está proposto em Franco (2007).

No Brasil, nas últimas duas décadas, tem-se considerado o período de projeto de 10 anos para uma grande gama de pavimentos e solicitações, embora, para algumas situações de maior volume de tráfego, venham sendo adotados períodos maiores, de 15 até 20 anos.

Para a seleção de misturas asfálticas, Ceratti *et al.* (2015) basearam-se no número N de repetições de carga equivalentes do eixo padrão, por ser ainda usual no país pelos métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos flexíveis e, também, no novo método de dimensionamento do DNIT, denominado MeDiNa (DNIT, 2018). Embora o guia técnico não trate especificamente de dimensionamento de pavimentos, os autores propõem que sejam feitos os projetos de dimensionamento com base em análises mecanicistas das estruturas de pavimento e, para tanto, que os ensaios laboratoriais e de campo essenciais para determinação dos parâmetros necessários sejam todos realizados, o que está de acordo com o que preconiza o método MeDiNa.

Os pavimentos foram subdivididos em categorias segundo o número N de repetições equivalentes do eixo padrão de 80 kN (8,2 tf) no período de projeto, para a seleção das soluções de pavimentação e tipos de misturas asfálticas indicadas (tabela 4.22), sendo uma sugestão para os projetistas iniciantes saberem as alternativas possíveis para direcionar suas escolhas.



**TABELA 4.22 – NÍVEIS DE TRÁFEGO PARA A SELEÇÃO DE SOLUÇÕES DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Designação segundo o tráfego	Número N de repetições equivalentes* do eixo padrão (Usace – DNIT, 1981)	Rodovias e vias típicas nesta categoria**
B: baixo volume de tráfego	$< 10^6$	Vias de tráfego local, estradas vicinais, rodovias com tráfego de algumas dezenas ou poucas centenas de veículos comerciais diários, vias urbanas de pequena solicitação por tráfego comercial etc.
M: moderado volume de tráfego	$10^6 \leq N < 10^7$	Vias e rodovias coletoras, rodovias de pista simples ou dupla, rodovias com centenas de veículos comerciais diários, acessos rodoviários etc.
A: alto volume de tráfego	$10^7 \leq N < 5 \times 10^7$	Rodovias e vias urbanas em geral com pista dupla, com duas ou mais faixas por sentido, rodovias com tráfego de várias centenas até um ou dois milhares de veículos comerciais diários, implantação de terceiras faixas para caminhões lentos em pistas simples, faixas de ônibus urbanos etc.
MP: muito pesado – volume muito alto de tráfego e vias especiais	$N \geq 5 \times 10^7$	Rodovias e vias de tráfego muito pesado, com duas ou mais faixas por sentido, com grande participação de veículos comerciais, rodovias que ultrapassem em geral 2.000 veículos comerciais diários, corredores de ônibus tipo BRT com elevada solicitação, acessos a terminais de carga etc.

\* Número de repetições de carga do eixo padrão AASHTO é calculado empregando outros fatores de equivalência de carga da AASHTO, que resultam em números N diferentes do N Usace, para o mesmo tráfego. O N Usace tem sido empregado tradicionalmente para dimensionamento de pavimentos pelo método empírico de dimensionamento de estruturas de pavimento novos vigente no Brasil. O N AASHTO também é empregado no Brasil para algumas verificações estruturais e projetos de restauração.

\*\* O número de repetições acumuladas de eixos deve ser calculado e não estimado pela categoria da rodovia ou via; a descrição na presente tabela é empregada para exemplificar algumas ocorrências frequentes, não generalizadas. O volume de tráfego diário de veículos comerciais descritos é meramente indicativo e ilustrativo, devendo ser calculado com rigor, levando em consideração a magnitude das cargas, configurações de eixos etc. Rodovias ou vias urbanas de mesmo volume de tráfego diário (VDM) podem resultar em diferentes N – número de solicitações equivalentes de carga do eixo padrão.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

#### 4.8.2 Seleção de revestimentos asfálticos e de bases asfálticas de pavimentos em obras de implantação

Os diversos tipos de misturas asfálticas estão descritos de forma sucinta e não substituem as normativas. Nas tabelas 4.23 a 4.30 são sugeridas as misturas asfálticas adequadas para obras de implantação de rodovias e de vias urbanas dependendo do tráfego solicitante. Trata-se de sugestões e não dispensam uma análise minuciosa da pertinência ao projeto.

Os cálculos de espessura das camadas asfálticas dependem dos tipos de ligantes asfálticos e graduação utilizados, do tráfego atuante, dos materiais e das espessuras das camadas subjacentes às camadas asfálticas, do subleito, e das condições climáticas, bem como da rigidez da estrutura. Não é adequado o cálculo de espessuras que não levem em consideração as propriedades mecânicas do subleito e das camadas da estrutura, em especial das camadas asfálticas. A diferenciação dos tipos de ligantes (ver capítulo 2) e de revestimentos e bases asfálticas somente é bem avaliada pelas propriedades mecânicas (ver capítulo 6).

**TABELA 4.23 – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A QUENTE ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: B (baixo volume de tráfego $N \leq 10^6$ )								
	Ligantes asfálticos a quente								
	CAP convencional			CAP modificados					
				CAP elastomérico			CAP borracha		
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	55/75-E	60/85-E	65/90-E	AB8	AB22	
<b>Tratamentos superficiais de penetração a quente</b>									
TSS	x	x	✓	✓✓					✓✓
TSD	x	x	✓	✓✓					✓✓
TST	x	x	x	✓✓					✓✓
<b>Camadas intermediárias (<i>binder</i>) e bases</b>									
Macadame betuminoso por penetração a quente (base)			✓						
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas ( <i>binder</i> e base)	✓	✓	x						
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>									
AAUQ	✓	✓	x	✓					
CA	✓	✓	x	✓					
<b>Camadas de rolamento: misturas especiais usinadas</b>									
CPA <sup>(*)</sup>	x	x	x	x	✓	✓	✓		x
Mistura asfáltica tipo <i>gap-graded</i> – GG*	x	x	x	x	✓	✓	✓		x
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	x	x	x	✓	✓	✓	x		x
Mistura asfáltica tipo SMA	x	x	x	✓	✓	✓	x		x

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.24 – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA MODERADO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A QUENTE ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: M (moderado volume de tráfego $10^6 < N \leq 10^7$ )									
	Ligantes asfálticos a quente									
	CAP convencional			CAP modificados				CAP borracha		CAP de baixa penetração (modificado ou não)
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	55/75-E	60/85-E	65/90-E	Altamente modificado	AB8	AB22	
<b>Tratamentos superficiais de penetração a quente</b>										
TSS	x	x	✓	✓✓				✓✓		
TSD	x	x	✓	✓✓				✓✓		
TST	x	x	x	✓✓				✓✓		
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>										
Macadame betuminoso por penetração a quente (base)			✓							
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas (binder e base)	✓	✓	x							
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>										
AAUQ	✓	✓	x	✓						
CA	✓	✓	x	✓						
<b>Camadas de rolamento: misturas especiais usinadas</b>										
CPA*	x	x	x	x	✓	✓	✓	x		
Mistura asfáltica tipo <i>gap-graded</i> – GG*	x	x	x	x	✓	✓	✓	x		
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	x	x	x	✓	✓	✓	x	x		
Mistura asfáltica tipo SMA	x	x	x	✓	✓	✓	x	x		

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.25 – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA ALTO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS ADEQUADAS E RECOMENDADAS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: A (alto volume de tráfego $10^7 < N \leq 5 \times 10^7$ )									
	Ligantes asfálticos a quente									
	CAP convencional			CAP modificados				CAP borracha		CAP de baixa penetração (modificado ou não)
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	55/75-E	60/85-E	65/90-E	Altamente modificado	AB8	AB22	
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>										
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas (binder e base)	✓		✗	✓✓	✓✓	✓	✓	✓✓		
EME (base) – mistura de módulo elevado										✓✓
Sami (sobre camada que possui trincas de retração)						✓	✓✓		✓	
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>										
CA	✓			✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓		
CPA*	✗	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓	✗	
Mistura asfáltica tipo GG*	✗	✗	✗	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗	
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓		
Mistura asfáltica tipo SMA*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗	✗	

✗ **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.26 – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA VOLUME DE TRÁFEGO MUITO PESADO E VIAS ESPECIAIS: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS ADEQUADAS E RECOMENDADAS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: MP (tráfego muito pesado $N > 5 \times 10^7$ )									
	Ligantes asfálticos a quente									
	CAP convencional			CAP modificados				CAP borracha		CAP de baixa penetração (modificado ou não)
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	55/75-E	60/85-E	65/90-E	Altamente modificado	AB8	AB22	
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>										
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas (binder e base)	✓	✗	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓		
EME (base) – mistura de módulo elevado										✓✓
Sami (sobre camada que possui trincas de retração)						✓	✓✓		✓	
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>										
CA	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓			
CPA*	✗	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓	✗	
Mistura asfáltica tipo GG*	✗	✗	✗	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓		
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓		✗	
Mistura asfáltica tipo SMA*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗	✗	

✗ **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti et al., 2015.

**TABELA 4.27 – TIPOS DE SERVIÇOS A FRIO PARA BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A FRIO E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A FRIO ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços asfálticos a frio	Nível de tráfego: B (baixo volume de tráfego $N \leq 10^6$ )														
	Emulsões asfálticas														
	Convencionais							Elastoméricas							
	Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta			Ruptura controlada		Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura controlada	
RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LAN	EA	I	LA-RC	RR1C-E	RR2C-E	RM1C-E	RC1C-E	RL1C-E	
<b>Tratamentos superficiais de penetração a frio</b>															
TSS	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
TSD	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
TST	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>															
Macadame betuminoso	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	x	x	
Solo-emulsão	x	x	x	x	✓✓	✓✓	✓✓	✓	x	x	x	x	x	x	
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>															
PMF aberto	x	x	✓	✓	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	
PM semidenso	x	x	✓	x	✓	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓	
PMF denso	x	x	x	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	
AAUF	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
<b>Camadas de rolamento: tratamentos de superfície</b>															
MRAF	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	
LA	x	x	x	x	✓	✓	✓	x	✓✓	x	x	x	x	x	
Tratamento tipo SAM	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	✓✓	x	

- x Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.
- ✓ Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).
- ✓✓ Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.28** – TIPOS DE SERVIÇOS A FRIO PARA MODERADO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A FRIO E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A FRIO ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS

Tipos de serviços asfálticos a frio	Nível de tráfego: M (moderado volume de tráfego $10^6 < N \leq 10^7$ )													
	Emulsões asfálticas													
	Convencionais							Elastoméricas						
	Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta			Ruptura controlada		Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura controlada lenta
RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LAN	EA I	LA-RC	RR1C-E	RR2C-E	RM1C-E	RC1C-E	RL1C-E	
<b>Tratamentos superficiais de penetração a frio sobre camada asfáltica</b>														
TSD	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x
TST	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>														
Macadame betuminoso	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	x	x
Solo-emulsão	x	x	x	x	✓✓	✓✓	✓✓	✓	x	x	x	x	x	x
PMF aberto	x	x	✓	✓	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	x
PM semidenso	x	x	✓	x	✓	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓
PMF denso	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓
AAUF	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	x	x	x	x	x	x
<b>Camadas de rolamento: tratamentos de superfície sobre camada asfáltica</b>														
MRAF	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x
LA	x	x	x	x	✓	✓	✓	x	✓✓	x	x	x	x	x
Tratamento tipo SAM	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓	x

- x** **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.
- ✓** **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).
- ✓✓** **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.29 – TIPOS DE SERVIÇOS A FRIO PARA ALTO VOLUME DE TRÁFEGO E TRÁFEGO MUITO PESADO: TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A FRIO ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços asfálticos a frio	Nível de tráfego: A e MP (alto volume de tráfego e tráfego muito pesado N > 10 <sup>7</sup> )														
	Emulsões asfálticas														
	Convencionais							Elastoméricas							
	Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta			Ruptura controlada		Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura controlada	
	RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LAN	EA I	LA-RC	RR1C-E	RR2C-E	RM1C-E	RC1C-E	RL1C-E	
<b>Camadas de rolamento: tratamentos de superfície sobre camadas usinadas*</b>															
MRAF	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	
Tratamento tipo SAM	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓	x	

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que haja adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.30 – TIPOS DE LIGANTES ASFÁLTICOS ADEQUADOS E RECOMENDADOS PARA IMPRIMAÇÃO E PINTURA DE LIGAÇÃO**

Tipos de ligantes asfálticos	Tráfego			
	B Baixo	M Moderado	A Alto	MP Muito Pesado
<b>Pinturas de ligação (entre camadas asfálticas de revestimento ou entre revestimento e base asfáltica)</b>				
Emulsões asfálticas RR-1C ou RR-2C	✓	✓		
Emulsões asfálticas modificadas elastoméricas RR-1CE	✓	✓✓	✓✓	✓✓
Emulsões asfálticas modificadas elastoméricas RR-2CE	✓	✓	✓	✓
<b>Imprimação</b>				
<b>(sobre camadas de base não cimentada)</b>				
Emulsões asfálticas para imprimação (EAI)	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓
Asfalto diluído CM-30 ou CM-70 (em desuso)	✓	✓	✓	✓
<b>Imprimação (sobre camadas de base cimentada)</b>				
EAI*	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓
Asfalto diluído CM-30 ou CM-70 (em desuso)	x	x	x	x

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

\* Seleção recomendada se a emulsão asfáltica para imprimação não contiver solvente em sua formulação. Caso tenha solvente, este pode reagir com o cimento causando o desprendimento da película da camada de base, interferindo negativamente na aderência entre revestimento e base.

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais e dosagens das taxas adequadas de aplicação.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.



## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 85: *standard method of test for specific gravity and absorption of coarse aggregate*. USA, 1991.

\_\_\_\_\_. AASHTO T 104: *standard method of test for soundness of aggregate by use of sodium sulfate or magnesium sulfate*. USA, 1999.

\_\_\_\_\_. AASHTO D 5821: *standard test method for determining the percentage of fractured particles in coarse aggregate*. USA, 2001.

\_\_\_\_\_. AASHTO T 96: *standard method of test for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles Machine-HM-22: part IIA*. USA, 2002.

ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. Soluções para pavimentar sua cidade. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14746: *microrrevestimento a frio e lama asfáltica: determinação de perda por abrasão úmida (WTAT)*. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. NBR 14758: *microrrevestimento e lamas asfálticas: determinação do tempo mínimo de misturação*. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. NBR 14757: *microrrevestimento e lamas asfálticas: determinação da adesividade de misturas*. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. NBR 14798: *microrrevestimentos asfálticos: determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro*. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. NBR 14841: *microrrevestimentos a frio: determinação de excesso de asfalto e adesão de areia pela máquina LWT*. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. NBR 14948: *microrrevestimentos asfálticos a frio modificados por polímero: materiais, execução e desempenho*. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. NBR 14949: *microrrevestimentos asfálticos: caracterização da fração fina por meio da absorção de azul de metileno*. Rio de Janeiro, 2003.

AIPCR – ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE. *Emploi des liants bitumineux modifiés, des bitumes spéciaux et des bitumes avec additifs en techniques routières*. Guide Technique. La Defense: AIPCR, Sept. 1999.

ALDIGUERI, D. R. *Estudo de misturas de areia-asfalto usinadas a quente com asfaltos de diferentes consistências para revestimentos de pavimentos no estado do Ceará*. 2001. Dissertação (Mestrado). USP, São Paulo.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D-36: *standard test method for softening point of bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)*. USA, 1995.

\_\_\_\_\_. ASTM D-4402: *standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer*. USA, 2002.

\_\_\_\_\_. ASTM D-5: *standard test method for penetration of bituminous materials*. USA, 2006.

- BARRA, B. S. *Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas*. Tese (Doutorado). UFSC, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 2009.
- BELIGNI, M.; VILLIBOR, D. F.; CINCERRE, J. R. Mistura asfáltica do tipo SMA (stone mastic asphalt): solução para revestimentos de pavimentos de rodovias e vias urbanas de tráfego intenso. *In: Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico*. 2000. São Paulo. *Anais...* São Paulo: 2000. 1 CD-ROM.
- BONFIM, V. *Fresagem de pavimentos asfálticos*. 1. ed. São Paulo: Fazendo Arte, 2000. 112p. \_\_\_\_\_ . *Pavimentos sustentáveis*. 1. Ed. Exceção Editora, 2021.
- BROSSEAUD, Y. Método francês para dosagem de misturas asfálticas: abordagem, métodos de ensaio, confiabilidade e validade. *In: Encontro do Asfalto*, 16., 2002, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002a. 1 CD-ROM.
- \_\_\_\_\_. Revestimentos asfálticos franceses: panorama das técnicas, balanço de comportamento. *In: Encontro do Asfalto*, 16., Rio de Janeiro, 2002. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002b. 1 CD-ROM.
- \_\_\_\_\_; BOGDANSKI, B.; CARRE, D. Transfert de technologie réussi entre la France et la Pologne: première réalisation d'un chantier de renforcement utilisant un enrobé à haut module et un béton bitumineux très mince. *Revue Générale des Routes et Aérodrômes*, n. 816, Avril, p. 60-67, 2003.
- \_\_\_\_\_; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R. Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting. *Transportation research record. Pavement Design, Management and Performance*, Washington, n. 1.384, p. 59-68, 1993.
- CAMARGO, F. F.; BERNUCCI, L. Case history study: field monitoring and performance prediction of a field-blended rubber asphalt mixture in Brazil. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 20, n. 2, p. 172-182, 2019. doi: 10.1080/10298436.2017.1279484.
- CARVALHO FILHO, C. R. *Utilização de grave emulsão em substituição à base em brita graduada*. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFPE.
- CASTRO, C. A. A. *Estudo da técnica de antipó com emulsão de xisto em pavimentos para baixo volume de tráfego*. 2003. 188f. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.
- CASTRO, L. N. *Reciclagem a frio in situ com espuma de asfalto*. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coppe/UFRJ.
- CASTRO NETO, A. M. *Proposta de projeto de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente*. 2000. Dissertação. USP, São Paulo.
- CASTRO, P. B. *Avaliação do emprego de agregados alternativos em microrrevestimento asfáltico*. 2014. Dissertação (Mestrado) – UFC, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza.
- CAVALCANTI, L. S. *Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas*. 2010. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- CENTOFANTE, R. *Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente*. 2016. Dissertação. UFSM.
- CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. L. B.; SOARES, J. B. *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. Guia Técnico. 146f. Abeda. 2015.

- CHAVES, F. J. *Estudo de misturas de areia asfalto a frio em pavimentação de baixo volume de tráfego no estado do Ceará – contribuição ao método de dosagem*. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Coppe/UFRJ.
- CORDEIRO, W. R. *Comportamento de concretos asfálticos projetados com cimento asfáltico modificado por borracha de pneu*. 2006. Dissertação (Mestrado). IME, Rio de Janeiro.
- COSTA, C. A. Tratamento antipó – (TAP). In: Encontro do Asfalto, 8., 1986, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1986. p. 176-78.
- CORTÉ, J-F. Development and uses of hard-grade asphalt and of high-modulus asphalt mixes in France. Perpetual bituminous pavements. *Transportation Research Circular*, n. 503, 2001.
- DANTAS, D. T. *Estudo da utilização de cinzas pesadas de termelétricas para aplicação em microrrevestimento asfáltico a frio*. 2019. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.
- DERBA – DEPARTAMENTO ESTADUAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – BA. *Tratamento contra pó em estradas do DER-BA*. Relatório Interno do Serviço de Pesquisas Tecnológicas – DER-BA. 1985. Salvador, 1985.
- \_\_\_\_\_. ES P 23/00: *pavimentação: tratamento contra pó*. Salvador, 2000.
- DIAS, C. R. C. *Estudos de misturas de areia-asfalto e cinza-cal para emprego em pavimentos urbanos*. 2004. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS. 127p.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ES 308/97: *pavimentação: tratamento superficial simples*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 309/97: *pavimentação: tratamento superficial duplo*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 310/97: *pavimentação: tratamento superficial triplo*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 311/97: *pavimentação: macadame betuminoso por penetração*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 312/97: *pavimentação: areia-asfalto a quente*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 313/97: *pavimentação: concreto betuminoso*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 314/97: *pavimentação: lama asfáltica*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 317/97: *pavimentação: pré-misturado a frio*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 318/97: *pavimentação: concreto betuminoso a quente na usina*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 319/97: *pavimentação: concreto betuminoso reciclado a quente no local*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 320/97: *pavimentação: microrrevestimento betuminoso a frio*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ME 382/99: *determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 386/99: *pavimentação: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 387/99: *pavimentação: areia asfalto a quente com asfalto polímero*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 389/99: *pavimentação: microrrevestimento asfáltico a frio com emulsão modificada por polímero*. Rio de Janeiro, 1999.

- \_\_\_\_\_. ES 390/99: *pavimentação: pré-misturado a frio com emulsão modificada por polímero*. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2006 – ES: *pavimentação: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 032/2021 – ES: *pavimentos flexíveis: areia asfalto a quente: especificação de serviço*. Rio de Janeiro, 2021.
- \_\_\_\_\_. DNIT 033/2005 – ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico reciclado a quente na usina*. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 034/2005 – ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico reciclado a quente no local*. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 035/2005 – ES: *microrrevestimento asfáltico*. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. *Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos*. TED 682/2014. Rio de Janeiro.
- DUQUE NETO, F. S. *Proposição de metodologia para escolha de solo e dosagem de antipó com emulsão de óleo de xisto*. 2004. 267f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- DUQUE NETO, F. S.; MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M. Proposta de método de dosagem de tratamento contra pó para vias de baixo volume de tráfego. *In: Encontro do Asfalto*, 17., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2004. 1 CD-ROM.
- EL-HAGE, R. B. *Estudo de misturas asfálticas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave*. 2012. 138p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes. USP, São Carlos.
- FERREIRA, P. N. *Estudo da utilização de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos tipo BBTM no Brasil*. 2006. 200f. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- FONTES, L. *et al.* Evaluating permanent deformation in asphalt rubber mixtures. *Construction and Building Materials*, v. 24, Issue 7, p. 1193-1200, 2010. ISSN 0950-0618.
- FREITAS, H. B. *Misturas asfálticas de módulo elevado com uso de escória de aciaria como agregado*. 2007. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- FRITZEN, M. A. *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio-Teresópolis*. 2005. 291f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.
- GASPAR, M. S. *Mecanismos de interação entre ligantes na reciclagem asfáltica quente e morna*. 2019. Dissertação. USP, São Paulo.
- GENNEUSSEUX, M. M. L. *Avaliação da durabilidade de misturas asfálticas a quente e morna contendo material asfáltico fresado*. 2015. Tese (Doutorado). USP, São Paulo.
- IBP – INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO. *Informações básicas sobre materiais asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP, 1999.
- \_\_\_\_\_. *A importância das características dos agregados no desempenho das misturas asfálticas*. LEITE, L. M. F. *et al.* (Orgs.). Rio de Janeiro: IBP, 2021. 191p. ISBN: 978-65-88039-03-8
- ISSA – INTERNATIONAL SLURRY SURFACING ASSOCIATION. *Micro surfacing, pavement resurfacing*. USA, 2001.

- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines for emulsified asphalt slurry seal A 10J (revised)*. USA, 2005. 16p.
- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines micro-surfacing A 143 (revised)*. USA, 2005a. 16p.
- LARSEN, J. *Tratamento superficial na conservação e construção de rodovias*. Rio de Janeiro: Abeda, 1985.
- LIBERATORI, L. A. *Estudos de cimentos asfálticos modificados por asfaltita e sua influência em misturas asfálticas*. 2000. 166f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.
- LOIOLA, P. R. R. *Avaliação de ligantes e agregados alternativos para aplicação em tratamentos superficiais de rodovias*. 2009. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- LOPES, L. N.; FARIAS, M. M. de; MELLO, L. G. R. de. Fatigue tests and damage analyses in modified binders and gap-graded asphalt mixtures with reacted and activated rubber – RAR. *Road Materials and Pavement Design*, v. 22, n. 7, p. 1616-1636, 2021. doi: 10.1080/14680629.2019.1710553.
- MAGALHÃES, S. T. *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho*. 2004. 184f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M. *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho*. In: Encontro do Asfalto, 17., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2004. 1 CD-ROM.
- MESQUITAJUNIOR, G. S. *Evaluation of criteria for selection of materials for surface treatments based on performance*. 2019. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- \_\_\_\_\_ *et al.* Evaluation of the integration of alternative materials in laboratorial tests of chip seals. In: 13th International Society for Asphalt Pavements (ISAP) Conference, Fortaleza. *Proceedings of 13th ISAP*, v. 1. p. 1-7, 2018.
- MOTTA, L. M. G. et al. *Princípios do projeto e análise Superpave de misturas asfálticas*. Tradução comentada. n. FHWA-SA-95-003, Rio de Janeiro, 1996.
- MOTTA, R. S. *Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético*. 2011. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP.
- MOURÃO, F. A. L. *Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA*. 2003. 151f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.
- NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Design and construction SMA mixtures: state of the practice*. 1999. 43p.
- NEVES FILHO, C. L. D. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas SMA produzidas com ligante asfalto-borracha*. 2004. Dissertação USP, São Carlos.
- NUNES, L. C. *Fadiga de misturas asfálticas descontínuas com asfalto borracha de 4ª geração*. 2017. Dissertação (Mestrado), UnB.

- OLIVEIRA FILHO, C. M. S. *Estudo do efeito de diferentes granulometrias no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas descontínuas tipo stone matrix asphalt (SMA)*. 2007. Dissertação. UFC, Fortaleza.
- PATRIOTA, M. B. *Análise laboratorial de CBUQ modificado com adição de borracha reciclada de pneus – processo seco*. 2004. Dissertação. UFPE.
- PAZINATTO, J. A. M. *Estudo comparativo de misturas asfálticas tipo SMA efetuadas com asfalto modificado por polímero e asfalto modificado por borracha*. 2014. UTFPR, Campo Mourão – PR.
- PERALTA, X.; GONZALEZ, J. M.; TORRES, J. Betumes asfálticos de alto módulo. In: Eurasphalt & Eurobitume Congress, 2., 2000, Barcelona. *Proceedings...* v. I, p. 276-81.
- PEREIRA, S. L. O. *Avaliação dos tratamentos superficiais simples, duplo e triplo de rodovias através do emprego de diferentes agregados da Região Metropolitana de Fortaleza*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- PEREIRA, M. M. L. *Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimento*. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, USP, São Paulo. doi: 10.11606/D.3.2012.tde-19072013-150454.
- PINTO, L. L. C. A. *O desempenho de pavimentos permeáveis como medida mitigadora da impermeabilização do solo urbano*. 2011. Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.
- QUINTERO, C. F. *Estudo de misturas asfálticas com ligantes de consistência elevada: formulação e comportamento mecânico*. 2011. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis.
- RAMOS, F. R. Q. *Aplicação de SMA (stone matrix asphalt) em pavimentos aeroportuários – estudo de caso: Aeroporto de Aracaju – SE*. 2015. Dissertação. UFOP, Ouro Preto.
- RAMOS, K. O. *Estudo sobre mistura asfáltica tipo stone matrix asphalt (SMA) para pavimento aeroportuário*. 2012. Dissertação. IME, Rio de Janeiro.
- REIS, R. M. M. *Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado*. 2002. Dissertação. USP, São Paulo.
- \_\_\_\_\_; BERNUCCI, L. L. B.; ZANON, A. L. Capítulo 9. Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado. In: ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES; CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (Orgs.). *Transporte em transformação VI*. 1. ed. Brasília: Universidade de Brasília, v. 6, p. 163-176, 2002.
- ROCHA, F. L. L. *Utilização de agregado siderúrgico (escória de aciaria) em revestimento asfáltico tipo tratamento superficial*. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas). UFOP.
- ROHDE, L. *Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos*. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). UFRGS, Porto Alegre.
- SANTANA, H. Pavimentos de baixo custo e solos lateríticos. In: Seminário sobre Solos Lateríticos, 1978, São Luís. *Anais...* p. 22-5.
- \_\_\_\_\_. *Manual de pré-misturado a frio*. Rio de Janeiro: IBP, 1992.
- SANTOS, C. *Notas de aula do Curso de Pavimentação*. Rio de Janeiro: ABPv, 2003.

- SERFASS, J. P.; BENSE, P.; PELLEVOISIN, P. Properties and new developments of high modulus asphalt concrete. *In: International Conference on Asphalt Pavements, 8., 1997, Seattle. Proceedings. v. 1.*
- \_\_\_\_\_; BAUDUIN, A.; GARNIER, J. F. High modulus asphalt mixes – laboratory evaluation, practical aspects and structural design. *In: International Conference on Asphalt Pavements, 7., 1992, Nottingham. v. 1, p. 275-88.*
- SETRA – SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES. Les enrobés à module élevé. *Note d'information du SETRA, n. 96, avr. 1997.*
- \_\_\_\_\_; LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Enrobés hydrocarbonés a chaud – Guide d'application des Normes. Pour le Réseau Routier National. Partie I, Module Commun, Bagneux, 1994.*
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Catalogue des structures types de chaussées neuves. Paris: Ministère de L'Équipement, des Transports et du Logement, 1998.*
- SILVA JR., S. I. *Estudo do tratamento superficial antipó para vias de baixo volume de tráfego. 2005. 135f. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da USP, São Paulo.*
- SILVA, P. B. *Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S. 2005. 136p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP.*
- SILVA, R. C. *Avaliação da dosagem dos tratamentos superficiais por penetração de rodovias baseada na exsudação e na perda de agregados. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.*
- \_\_\_\_\_; BARROSO, S. H. A.; KIM, Y. R. Introdução do coeficiente de uniformidade para avaliação de revestimentos asfálticos do tipo tratamentos superficiais. *Transportes (Rio de Janeiro), v. 26, p. 42-53, 2018.*
- SOUZA, S. A. *Avaliação da capacidade de escoamento da água em mistura asfáltica drenante: proposta de ensaio de laboratório. 2008. Dissertação. Coppe/UFRJ.*
- SUZUKI, K. Y. *Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado. 2019. Dissertação. USP, São Paulo.*
- TAVARES, D. S. *Avaliação laboratorial de mistura asfáltica do tipo SMA com agregado siderúrgico. 2012. Dissertação. Coppe/UFRJ.*
- THULER, R. B. *Estudo de solos do estado do Rio de Janeiro para aplicação em rodovias de baixo volume de tráfego. 2005. 125f. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.*
- TSCHEGG, E. K.; JAMEK, M.; LUGMAYR, R. Crack growth behaviour in geosynthetic asphalt interlayer systems. *Road Materials and Pavement Design, v. 13, n. 1, p. 156-170, 2012. doi: 10.1080/14680629.2011.644414.*
- VALE, A. C. do. *Estudo laboratorial da viabilidade do uso de fibras de coco em misturas asfálticas do tipo SMA. 2007. Dissertação. UFC, Fortaleza.*
- VALENÇA, P. de M. A. *Desempenho mecânico de misturas asfálticas do tipo stone matrix asphalt com uso de fibras amazônicas e agregados de resíduos de construção e demolição. 2012. 114p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia. UFAM.*
- VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L.; TAKAHASHI, M.M.; CASTELO-BRANCO V. Rheological characterization of asphalt binders used in strain relief asphalt mixtures SRAM. *DYNA, v. 84, n. 200, p. 90, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v84n200.56966>.*

- VASCONCELOS, M. A. G. *Estudo sobre o emprego do cape seal em revestimentos rodoviários do estado do Ceará*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.
- VILLELA, A. R. A. *Estudo de camada de base asfáltica de módulo elevado para restauração de rodovias de tráfego muito pesado*. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, USP, São Paulo. doi: 10.11606/T.3.2011.tde-22032012-115446.
- VIRGILIIS, A. L. C. *Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias*. 2009. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP.
- WARGHA FILHO, N. *Avaliação da influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação no comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes da UFC, Petran.
- ZUBARAN, M. *Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e usina de asfalto*. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Coppe/UFRJ.
- ZTV ASPHALT – StB. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt*, Ausgabe 2007, Fassung 2013, ZTV Asphalt-StB 07/13.



# Dosagem de diferentes tipos de misturas asfálticas

## 5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo trata da dosagem de diferentes tipos de misturas asfálticas (para comporem camadas de revestimento, bases asfálticas, entre outras da estrutura de pavimento): misturas asfálticas a quente e a frio; misturas asfálticas recicladas; tratamentos superficiais asfálticos e microrrevestimentos asfálticos a frio.

A dosagem de uma mistura asfáltica tem consistido até hoje na escolha, por procedimentos experimentais, de um teor dito “ótimo” de ligante, a partir de uma faixa granulométrica predefinida. É possível que o termo teor “ótimo” tenha sido escolhido por analogia ao teor ótimo de umidade de um solo, que, para uma determinada energia, é função somente da massa específica. Porém, no caso das misturas asfálticas, são vários os aspectos a serem considerados, e o teor “ótimo” varia conforme o critério de avaliação. Portanto, o mais conveniente é se nomear o teor de ligante dosado como teor de projeto, como forma de ressaltar que sua definição é convencional. Fica a sugestão e ao longo deste texto usar-se-ão alternativamente os dois termos.

Durante a evolução dos procedimentos de dosagem, diversas formas de compactação de amostras vêm sendo desenvolvidas. Dependendo da metodologia, as amostras podem ser, quanto à forma: cilíndricas, trapezoidais ou retangulares, e a compactação pode ser realizada por meio de: impacto, amassamento, vibração ou rolagem (HARMAN *et al.*, 2002), conforme exemplos apresentados na figura 5.1. Para ilustrar processos de compactação, cita-se uma pesquisa brasileira sobre uso do sistema de rolagem para compactação de mistura asfáltica em laboratório que foi desenvolvida por Leandro (2016).

O teor de projeto de ligante asfáltico varia de acordo com o método de dosagem e é função de parâmetros como granulometria, forma e energia de compactação, tipo de mistura, temperatura a qual o pavimento estará submetido, entre outros. O método de dosagem mais usado mundialmente faz uso da compactação por impacto e é denominado método Marshall em referência ao engenheiro Bruce Marshall que o desenvolveu na década de 1940. Durante a década de 1980, várias rodovias norte-americanas de tráfego pesado passaram a evidenciar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Muitos engenheiros acreditavam que a compactação por impacto das misturas durante a dosagem produzia corpos de prova (CP) com densidades que não condiziam com as do pavimento em campo. Esse assunto foi abordado no estudo realizado nos Estados Unidos sobre materiais asfálticos, denominado Strategic Highway Research Program (SHRP), que resultou em um novo procedimento de dosagem por amassamento, denominado Superpave, cuja mais recente atualização é de 2017 (AASHTO, 2017). O procedimento SHRP-Superpave, apesar de bastante usado em instituições de pesquisa e concessionárias nacionais, ainda não pode ser considerado de uso corrente no Brasil, embora o DNIT já disponha de norma de preparação dos corpos de prova pelo compactador giratório (DNIT ME 178/2018). Nos vários ensaios mecânicos que são utilizados para obter os parâmetros para o dimensionamento pelo novo método MeDiNa, também são utilizados corpos de prova obtidos pela compactação giratória como será visto mais à frente, assim espera-se que a disseminação desse equipamento seja efetiva no país.

**Figura 5.1** – Exemplos de corpos de prova de diversas formas e compactadores de misturas asfálticas



Fonte: Elaborada pelos autores.

O método de dosagem Marshall de misturas asfálticas ainda é o mais utilizado no país e a norma DNER-ME 043/95 descreve a forma de se obter os parâmetros mecânicos de estabilidade e fluência correspondentes à dosagem Marshall tradicional. Foi concebido no final da década de 30 nos Estados Unidos e muito utilizado, por sua praticidade e uso de poucos equipamentos no decorrer da II Guerra Mundial, como um procedimento para definir a proporção de agregados e ligante capaz de resistir às cargas de roda e pressão de pneus das aeronaves militares. Portanto, o foco dessa tecnologia era evitar deformações permanentes excessivas (denominada de “fluência”) e manter um nível mínimo de “rigidez” (denominada de “estabilidade”) das misturas asfálticas que estariam sujeitas a elevadas cargas de roda. Originalmente a compactação Marshall utilizava um esforço de 25 golpes com o soquete Proctor, seguido de aplicação de uma carga estática de 5.000 libras (2.268 kgf) durante 2 minutos. A aplicação dessa carga tinha a finalidade de nivelar a superfície do corpo de prova, visto que, como o soquete utilizado tinha diâmetro menor que o corpo de prova, a superfície final não era totalmente plana. Outras fontes citam a compactação inicial como sendo de 10 golpes seguidos de mais cinco (WHITE, 1985).

O método de ensaio DNER-ME 043/95 descreve o método Marshall utilizado para dosagem de misturas asfálticas e na especificação de serviço DNIT 031/2006-ES são apresentadas características de misturas asfálticas a obter no processo de dosagem.

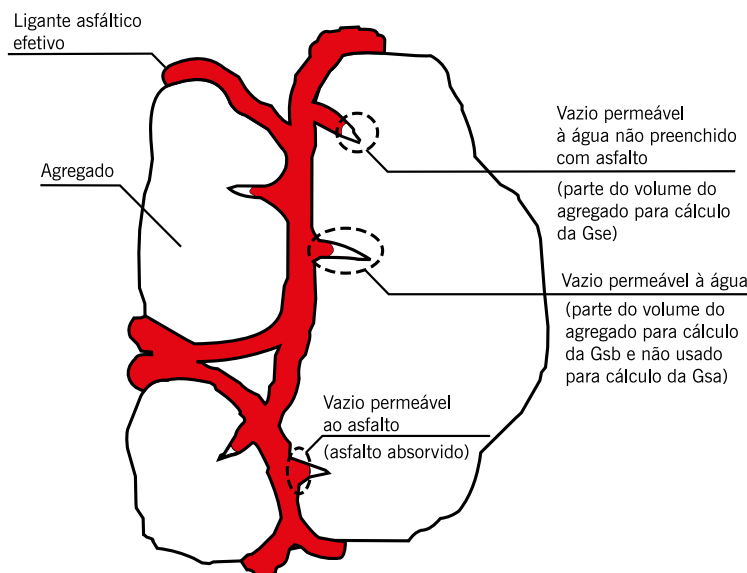
White (1985) relata que, pela análise de trechos experimentais, verificou-se que o teor de ligante escolhido com o uso do método Marshall, conforme concebido em seus primórdios, era muito elevado. As seções construídas com os teores escolhidos apresentavam exsudação com o decorrer do tempo devido à pós-compactação que o tráfego causava. Esse fato indicou que o esforço de compactação então empregado em laboratório era leve, não representando a compactação exercida em campo. Com base nessas observações, estudos foram realizados para identificar o esforço de compactação que levaria à escolha de um teor de ligante adequado. Variações de peso e diâmetro do soquete se seguiram, resultando na adoção do peso de 10 libras (4,54 kgf), 50 golpes e diâmetro de 3 7/8", em vez do soquete tipo Proctor, como foi inicialmente adotado por facilidade de disponibilidade de equipamentos laboratoriais no final da década de 30 (WHITE, 1985).

Antes de apresentar os procedimentos de dosagem Marshall e Superpave, são definidos a seguir alguns parâmetros que eles utilizam.

## 5.2 DEFINIÇÕES DE MASSAS ESPECÍFICAS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS

A figura 5.2 (ASPHALT INSTITUTE, 2014) apresenta um esquema para compreensão do uso dos parâmetros físicos dos componentes – asfalto e agregados – em uma mistura asfáltica que serão utilizados na determinação das massas específicas, aparente e efetiva, dos vazios de ar e do teor de asfalto absorvido em uma mistura asfáltica compactada.

**Figura 5.2** – Esquema de componentes em uma mistura asfáltica compactada



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

### 5.2.1 Massa específica aparente de mistura asfáltica compactada

A massa específica aparente, obtida a partir de corpo de prova de uma mistura asfáltica compactada ( $Gmb$ ), é dada pela seguinte razão:

$$Gmb = \frac{Ms}{V_a + V_{ag-efetivo} + V_{ar}} \quad (5.1)$$

Onde:

$M_s$  = massa seca do corpo de prova compactado, g;

$V_a$  = volume de asfalto,  $cm^3$ ;

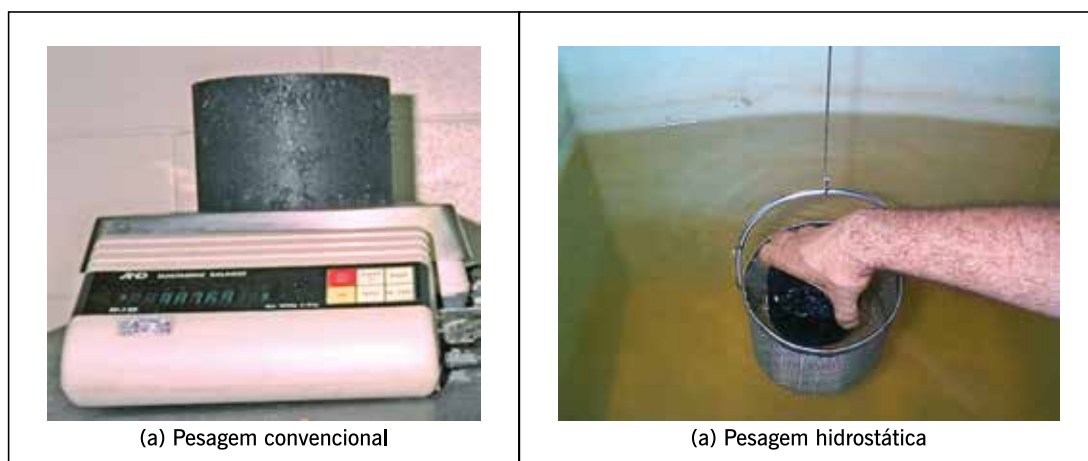
$V_{ag-efetivo}$  = volume efetivo do agregado,  $cm^3$  (capítulo 3);

$V_{ar}$  = volume de ar (vazios),  $cm^3$ .

Em laboratório, valores de volumes são facilmente determinados pela diferença entre massas, no caso entre a massa do corpo de prova pesada em balança convencional – figura 5.3(a) – e a massa pesada submersa em balança hidrostática – figura 5.3(b).

A norma DNIT 428/2020 indica os procedimentos a serem empregados nessa determinação.

**Figura 5.3** – Pesagem de corpos de prova



Fonte: Elaborada pelos autores.

A massa específica aparente de uma mistura asfáltica compactada ( $Gmb$ ) é numericamente igual à razão entre a massa seca ( $Ms$ ), a uma temperatura prefixada, e a massa de um volume igual de água destilada livre de gás a mesma temperatura, sendo dada por:

$$Gmb = \frac{Ms}{M_{sss} - M_{sss_{sub}}} \times 0,9971 \quad (5.2)$$

Onde:

$M_{sss}$  = massa de corpo de prova compactado na condição de superfície saturada seca, g, que corresponde ao corpo de prova com os poros superficiais saturados, sendo eliminado o excesso de água – figura 5.4;

$M_{sss_{sub}}$  = massa de corpo de prova compactado na condição de superfície saturada seca e posteriormente submerso em água, g;

0,9971 = massa específica da água a 25°C,  $g/cm^3$ .

A  $M_{ss_{sub}}$  é medida com o corpo de prova diretamente submerso em água e deve ser usada em corpos de prova que absorvam até 2% de água. Caso contrário, deve-se usar o procedimento no qual o corpo de prova é envolto em material impermeável.

**Figura 5.4** – Obtenção da condição de superfície saturada seca em corpo de prova de mistura asfáltica compactada



Fonte: Elaborada pelos autores.

A norma DNIT 428/2020 fixa o modo pelo qual se determina a massa específica aparente de mistura asfáltica em corpos de prova moldados em laboratório ou obtidos em pista. O procedimento é equivalente ao utilizado nas normas AASHTO e ASTM correspondentes. Também o procedimento indicado pela norma europeia (EN 12697-6) assemelha-se ao indicado pela norma DNIT, pois considera a massa do corpo de prova na condição de superfície saturada seca.

O mesmo método DNIT 428/2020 fixa os procedimentos para a determinação da densidade aparente de misturas abertas e muito abertas pela utilização de papel filme.

## 5.2.2 Massas específicas máximas teóricas e medida de misturas asfálticas

A massa específica máxima teórica, tradicionalmente denominada densidade máxima teórica (sigla DMT no Brasil), é dada pela ponderação entre as massas dos constituintes da mistura asfáltica e é descrita mais adiante – figura 5.5(a). Esse parâmetro é definido na norma de dosagem de misturas asfálticas ABNT NBR 12891:2016.

A massa específica máxima medida, no Brasil denominada densidade máxima medida (DMM), é dada pela razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto, conforme ilustrado na figura 5.5(b). Neste livro será adotada a terminologia *Gmm* para esse parâmetro de modo a ficar consistente com a terminologia das massas específicas dos agregados apresentada no capítulo 3. A *Gmm* também é chamada de densidade específica Rice (James Rice desenvolveu esse procedimento de teste). Esse parâmetro pode ser determinado em laboratório seguindo a ASTM 2041 (2019) ou a AASHTO T 209 (2020). No Brasil, os detalhes para essa determinação constam em ABNT NBR 15619:2016 e na norma DNIT 427/2020 ME.

**Figura 5.5** – Ilustração dos volumes considerados na determinação da DMT e da *Gmm*



Fonte: Elaborada pelos autores.

A DMT ou a *Gmm* são usadas no cálculo de: percentual de vazios de misturas asfálticas compactadas, absorção de ligante pelos agregados, massa específica efetiva do agregado ( $G_{se}$ , referida no capítulo 3), teor de asfalto efetivo da mistura asfáltica e ainda para fornecer valores alvo para a compactação de misturas asfálticas através do compactador giratório. Uma outra utilização desses parâmetros é encontrada na determinação da massa específica de misturas asfálticas já compactadas em campo. Juntamente com a espessura do pavimento, a DMT ou a *Gmm* é necessária para que se estime a massa específica da mistura, sem extração de corpos de prova, pelo método que faz uso do densímetro nuclear ou eletromagnético.

Adiante são descritos dois procedimentos de determinação da DMT e *Gmm*: (i) ponderação das densidades reais (DMT); (ii) ABNT NBR 15619:2016 utilizando vácuo (*Gmm*), o mesmo método indicado pelo DNIT (DNIT 427/2020 ME). Vasconcelos *et al.* (2003), considerando ainda um terceiro método, do querosene (CASTRO NETO, 1996), mostram que os procedimentos podem levar a uma variação de teor de projeto de asfalto de até 0,4% quando se consideram agregados com pouca absorção de ligante.

É importante dar preferência para a utilização da determinação da *Gmm* (DNIT 427/2020 ME; ABNT NBR 15619:2016) nas dosagens por ser a mais condizente com a condição de envolvimento dos agregados pelo ligante.

### Ponderação das massas específicas reais

A determinação da DMT era realizada tradicionalmente pela ponderação das massas específicas reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica (brita 3/4", areia de campo, pó de pedra e asfalto, por exemplo). No entanto, essa forma pode não representar bem a condição de misturas asfálticas que contenham agregados com uma certa porosidade.

O ensaio de massa específica (correspondente numericamente à densidade) nesses agregados é feito segundo as normas do DNIT para agregado graúdo (DNIT 413/2019) e agregado miúdo (DNIT 411/2019), conforme mostrado no capítulo 3. De posse das massas específicas reais de todos os materiais e suas respectivas proporções, faz-se uma ponderação para a determinação da DMT da mistura para os diferentes percentuais de ligante. A expressão 5.3 apresenta o cálculo da DMT pelas massas ( $M_i$ ) e das massas específicas reais ( $G_i$ ) dos materiais constituintes.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} \quad (5.3)$$

Onde:

$%a$  = porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica (por exemplo, no caso de um teor de asfalto de 5%, utiliza-se o número 5 na variável  $%a$  no denominador da expressão);

$%Ag$ ,  $%Am$  e  $%f$  = porcentagens do agregado graúdo, agregado miúdo e filer, respectivamente, expressas em relação à massa total da mistura asfáltica;

$G_a$ ,  $G_{Ag}$ ,  $G_{Am}$  e  $G_f$  = massas específicas reais do asfalto, do agregado graúdo, do agregado miúdo e do filer, respectivamente.

Essa expressão pode eventualmente ser usada com as massas específicas efetivas dos agregados ou até com a média entre as massas específicas reais e aparentes (PINTO, 1996), conceitos definidos no capítulo 3. A determinação da DMT com a expressão 5.3 depende da norma utilizada para a obtenção das massas específicas reais dos materiais granulares. É possível determinar a massa específica efetiva dos agregados como mostrado no capítulo 3.

### **Massa específica máxima medida – procedimento com vácuo (GMM)**

A obtenção da Gmm em laboratório pode seguir o método DNIT 427/2020, ABNT NBR 15619:2016, os métodos norte-americanos ASTM D 2041 (2019), AASHTO T 209 (2020) ou o método europeu EN 12697-5 (2018).

A figura 5.6 ilustra um exemplo de equipamento utilizado nesse ensaio. A Gmm pelo vácuo é empregada em projetos de misturas asfálticas dos Estados Unidos, Canadá (INSTITUTO DE ASFALTO, 2014), África do Sul (JOOSTE, 2000), Austrália (APRG, 1997) e Europa (HEIDE, 2003).

Para a realização do ensaio pesa-se, inicialmente, 1.500 g da mistura (para tamanho máximo nominal de até 12,5 mm) em um recipiente de massa conhecida. Em seguida, ele é preenchido com água a 25°C até que toda a mistura fique coberta. É então aplicada uma pressão de vácuo residual no recipiente de 30 mmHg (aplicação de 730 mmHg), por um período de 15 minutos, a fim de expulsar o ar existente entre os agregados recobertos pelo filme de ligante, conforme ilustrado esquematicamente na figura 5.6.

**Figura 5.6** – Exemplo de procedimento para determinação da Gmm em laboratório  
(fotos: Marques, 2004)

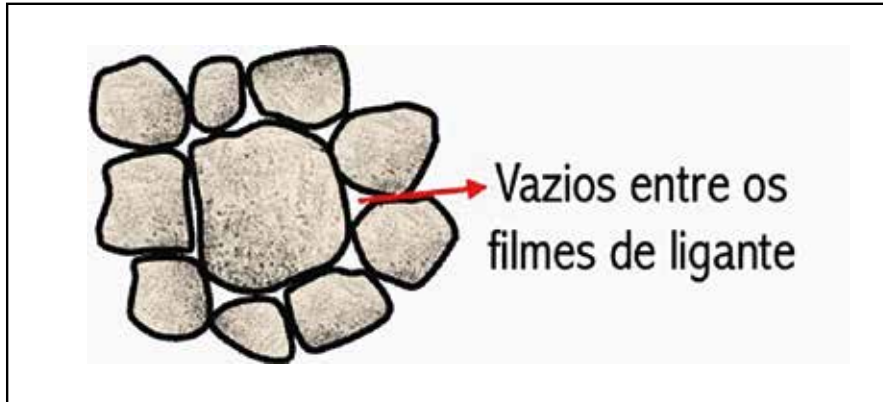


Fonte: Elaborada pelos autores.

Observe-se nesse procedimento que a temperatura de ensaio gira em torno da temperatura ambiente, não havendo destruturação de grumos formados por agregados e ligante asfáltico. A permanência desses grumos faz com que os vazios existentes entre os dois materiais permaneçam sem alteração, tendo o vácuo a função apenas de expulsão do ar entre os grumos (figura 5.7).



**Figura 5.7** – Ilustração dos vazios existentes entre os agregados recobertos ou entre os grumos



Fonte: Elaborada pelos autores.

Após o período de vácuo, é restabelecida a pressão ambiente no recipiente. Completa-se então com água o volume do recipiente. O conjunto (recipiente, mistura asfáltica e água) é imerso em banho térmico para obtenção de equilíbrio de temperatura e posteriormente pesado, conforme indica a sequência da figura 5.8.

**Figura 5.8** – Sequência final do procedimento para determinação da  $G_{mm}$



Fonte: Elaborada pelos autores.

A vantagem do procedimento descrito é a obtenção da massa específica da mistura asfáltica sem a necessidade da obtenção das massas específicas dos seus constituintes separadamente, além de já considerar a absorção de ligante pelos agregados.

A  $G_{mm}$  é determinada pela expressão 5.4, devidamente ilustrada na figura 5.9:

$$G_{mm} = \frac{A}{A + B - C} \times 0,9971 \quad (5.4)$$

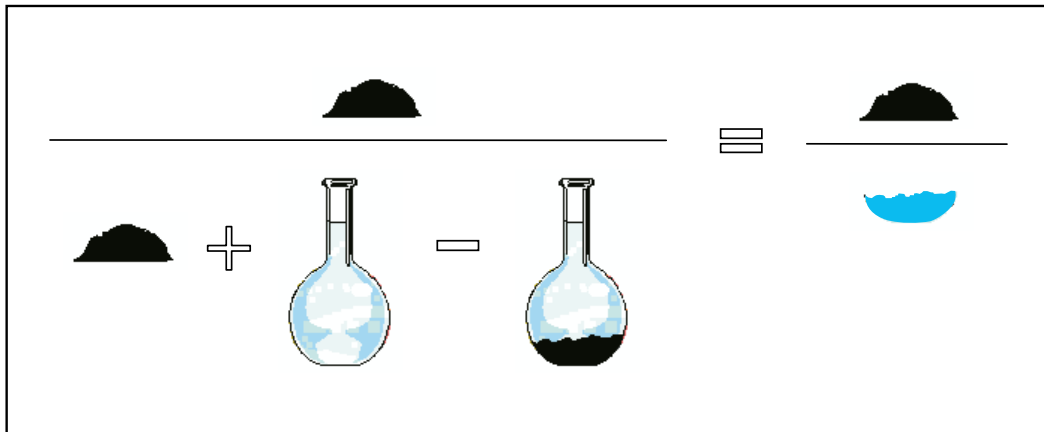
Onde:

$A$  = massa da amostra seca em ar, g;

$B$  = massa do recipiente com volume completo com água, g;

$C$  = massa do recipiente + amostra submersa em água, g.

**Figura 5.9** – Massas consideradas para o cálculo da *Gmm*



Fonte: Elaborada pelos autores.

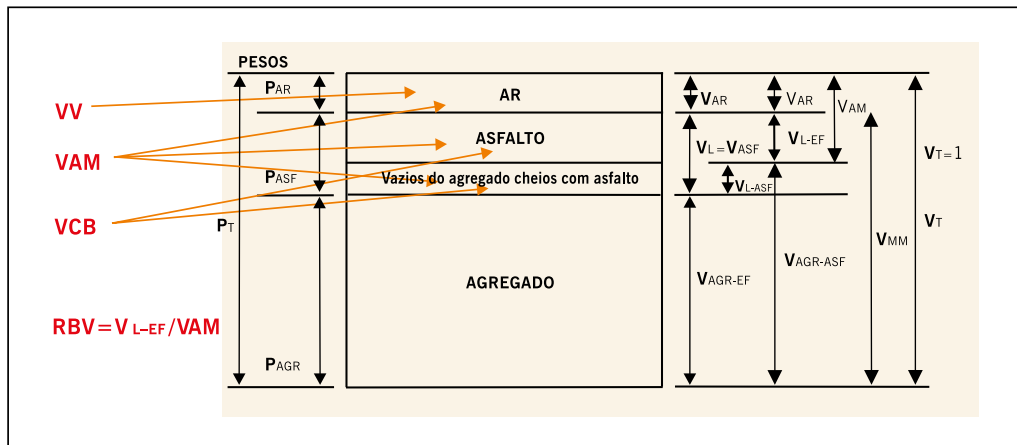
### 5.2.3 Considerações sobre a volumetria de misturas asfálticas

Segundo Roberts *et al.* (1996), uma compreensão básica da relação massa-volume de misturas asfálticas compactadas é importante tanto do ponto de vista de um projeto de mistura quanto do da construção em campo. O projeto de mistura é um processo volumétrico cujo propósito é determinar o volume de asfalto e agregado requerido para produzir uma mistura com as propriedades projetadas. Entretanto, medidas do volume de agregados e asfalto no laboratório ou em campo são difíceis de obter. Por essa razão, para simplificar o problema de medidas, massas são usadas no lugar de volumes e a massa específica é usada para converter massa para volume.

Dois parâmetros muito importantes são os vazios na mistura total (VTM) ou vazios de ar na mistura asfáltica compactada (no Brasil comumente chamado simplesmente de volume de vazios ou  $V_v$ ) e o volume de vazios nos agregados minerais (VAM), que representa o que não é agregado numa mistura, ou seja, vazios com ar e asfalto efetivo (descontado o asfalto que for absorvido pelo agregado). A figura 5.10 ilustra esses volumes e ainda os vazios cheios com betume (VCB), que dizem respeito tanto ao asfalto disponível para a mistura como àquele absorvido, e a relação betume vazios, dada pela razão asfalto efetivo/VAM.

O cálculo acurado desses volumes é influenciado pela absorção parcial do asfalto pelo agregado. Se o asfalto não é absorvido pelo agregado, o cálculo é relativamente direto e a massa específica aparente ( $G_{sb}$ ) do agregado pode ser usada para calcular o volume de agregado. Se a absorção do asfalto é idêntica à absorção de água como definido pela ASTM C 127 ou C 128, o cálculo é relativamente direto e a massa específica real ( $G_{sa}$ ) pode ser usada para calcular o volume de agregados. Visto que quase todas as misturas têm absorção parcial de asfalto, os cálculos são menos diretos como explicado a seguir.

**Figura 5.10** – Ilustração da volumetria em uma mistura asfáltica



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 5.3 MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

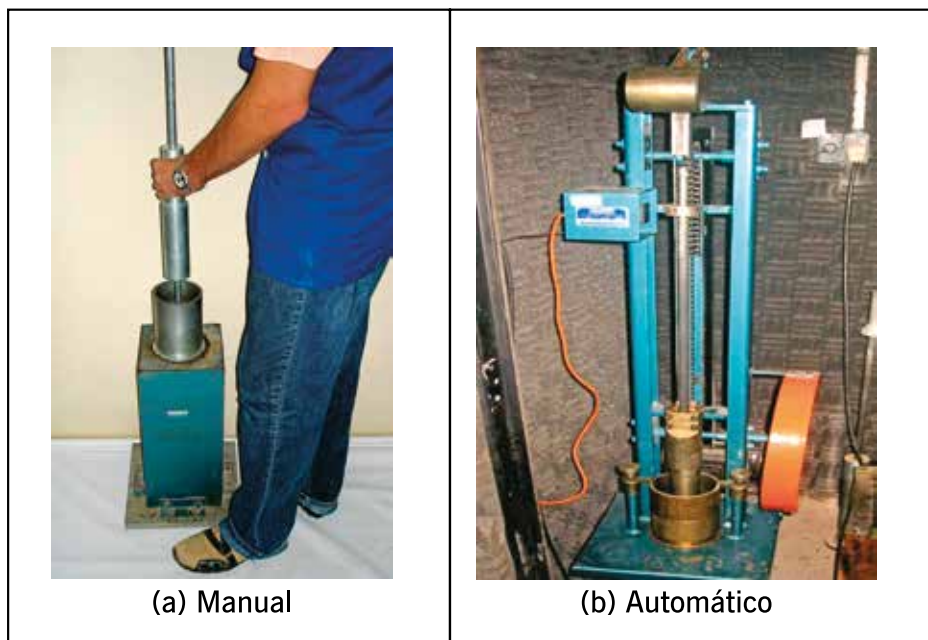
O primeiro procedimento de dosagem documentado para misturas asfálticas é conhecido como método Hubbard-Field. Ele foi originalmente desenvolvido para dosagem de misturas de areia e asfalto (composta por agregados miúdos e ligante, como descrito no capítulo 4) e posteriormente modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos (ASPHALT INSTITUTE, 1956). Segundo Roberts *et al.* (1996), entre 1940 e metade da década de 1990, 75% dos departamentos de transportes norte-americanos utilizavam o método Marshall e 25% o método Hveem. A partir de então foi introduzido o método Superpave que vem gradativamente substituindo os outros dois. No Brasil ainda se utiliza o método Marshall, ou suas variações, tendo o uso do método Superpave ganhado destaque nos últimos anos, tendo em vista que nas pesquisas no âmbito das universidades e em concessionárias já é normalmente aplicado. É esperado o crescimento do seu uso tendo em vista que o DNIT tem normas a respeito.

A norma DNIT 178/2020 descreve a preparação de corpos de prova pelo método de compactação Marshall e pelo compactador giratório, equipamento empregado no método de dosagem Superpave. As normas ASTM D 5581/2013 e D 6926/2020 (ASTM, 2013, 2020) descrevem a preparação de corpos de prova no compactador Marshall de diâmetro de 15,24 cm e de 10,16 cm, respectivamente, e a realização do ensaio assim como as especificações da AASHTO referentes ao método Marshall. A figura 5.11 apresenta o compactador Marshall em sua forma manual e automática.

#### 5.3.1 Dosagem Marshall – misturas densas

Segue uma explicação passo a passo do procedimento de determinação dos parâmetros gerados numa dosagem Marshall para concreto asfáltico usado em camada de rolamento; passos semelhantes valem para outras misturas a quente considerando as respectivas particularidades.

**Figura 5.11** – Exemplos de compactadores Marshall



Fonte: Elaborada pelos autores.

### **Passos para a dosagem de concreto asfáltico com o método Marshall**

1. Determinação das massas específicas reais do CAP e dos agregados, conforme indicado nos capítulos 2 e 3, respectivamente.
2. Seleção da faixa granulométrica a ser utilizada de acordo com a mistura asfáltica (DNIT, Diretoria de Engenharia da Aeronáutica, órgãos estaduais ou municipais etc.).
3. Escolha da composição dos agregados, de forma a enquadrar a sua mistura nos limites da faixa granulométrica escolhida (tabela 5.1). Ou seja, é escolhido o percentual em massa de cada agregado para formar a mistura. Note-se que neste momento não se considera ainda o teor de asfalto, portanto,  $\sum \%n = 100\%$  (onde  $n$  varia de 1 ao número de diferentes agregados na mistura). A porcentagem-alvo na faixa de projeto corresponde à composição de agregados escolhida, podendo em campo variar entre um mínimo e um máximo em cada peneira de acordo com a especificação (tabela 4.1 do capítulo 4). Observe-se ainda que a porcentagem-alvo deve estar enquadrada dentro da faixa selecionada, como no exemplo da tabela 5.1, mostra-se a Faixa C do DNIT vigente à época; sendo que a análise granulométrica dos agregados deve ser feita pela norma DNIT 412/2019.
4. Escolha das temperaturas de mistura e de compactação, a partir da curva viscosidade-temperatura do ligante escolhido (figura 5.12). A temperatura do ligante na hora de ser misturado ao agregado deve ser tal que a sua viscosidade esteja situada entre 75 e 150 SSF (segundos Saybolt-Furol), de preferência entre 75 e 95 SSF ou  $0,17 \pm 0,02$  Pa.s se medida com o viscosímetro rotacional (Brookfield) – ver capítulo 2.
5. A temperatura do ligante não deve ser inferior a  $107^{\circ}\text{C}$  nem superior a  $177^{\circ}\text{C}$ . A temperatura dos agregados deve ser de 10 a  $15^{\circ}\text{C}$  acima da temperatura definida para o

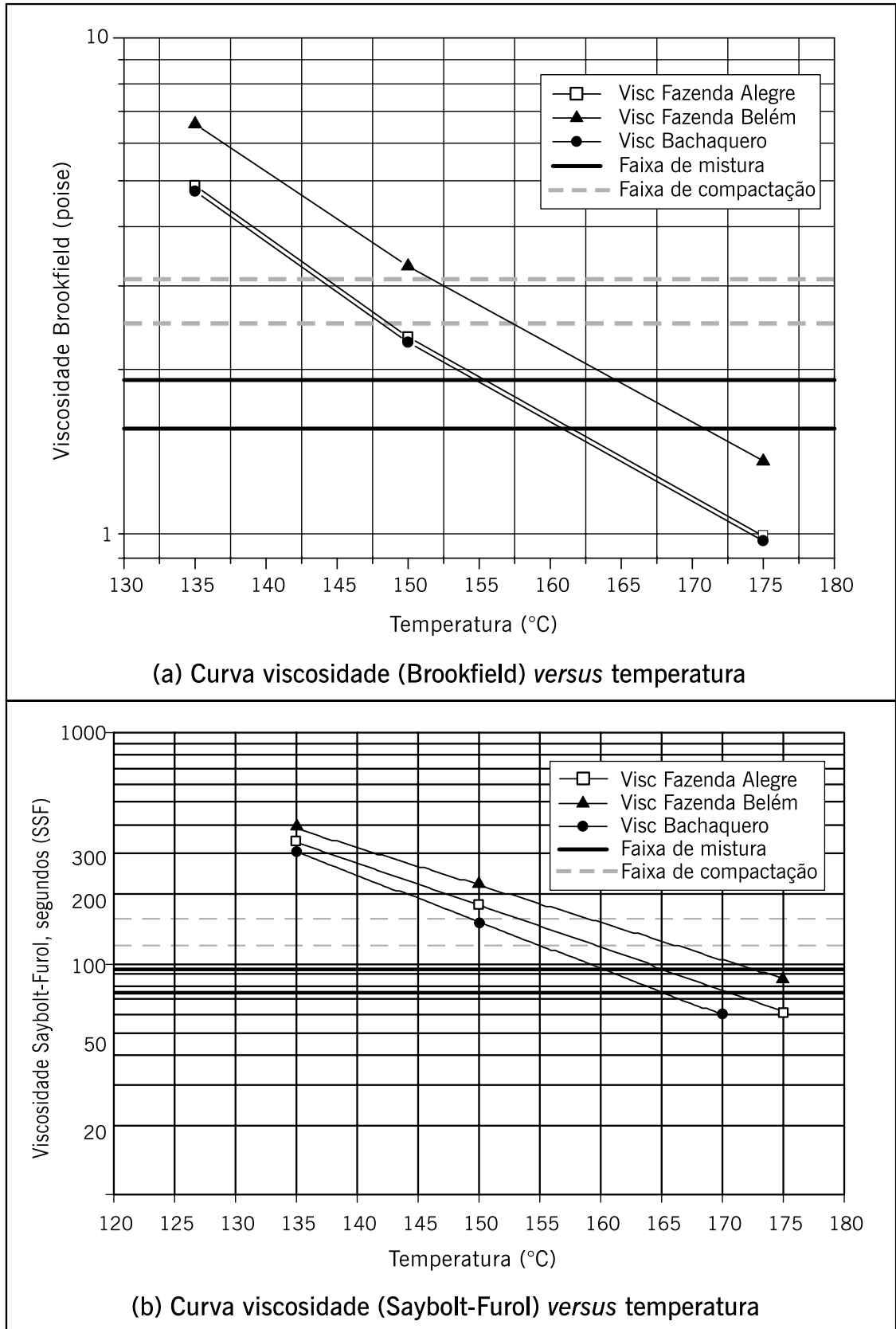
ligante, sem ultrapassar 177°C. A temperatura de compactação deve ser tal que o ligante apresente viscosidades na faixa de 125 a 155 SSF ou  $0,28 \pm 0,03$  Pa.s. Essas faixas de temperatura permitidas advêm da necessidade de temperatura mínima para a redução de vazios com ar, contando com a lubrificação dos contatos entre agregados para promover uma densificação, e de temperatura máxima para evitar envelhecimento precoce do ligante. A mínima recomendada pode ser alterada caso se empreguem técnicas de misturas asfálticas mornas ou semimornas, e a máxima também pode sofrer uma certa variação devido ao uso de ligantes modificados por polímeros ou borracha.

**TABELA 5.1 – EXEMPLO DA COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS**  
(NÚMEROS INDICAM PERCENTUAL PASSANTE EM CADA PENEIRA)

Peneira	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra	Areia de campo	Fíler	Faixa de projeto			Faixa C	
	25%	36%	20%	18%	1%	% mínimo	% alvo	% máximo	% mínimo	% máximo
3/4"	100	100	100	100	100		100,0			93,1
1/2"	72	100	100	100	100	86	93,1	100	80	100
3/8"	33	98	100	100	100	76	82,6	90	70	90
Nº 4	5	30	98	100	100	46	50,6	56	44	72
Nº 10	3	6	82	99	100	33	38,0	43	22	50
Nº 40	2	2	39	68	100	17	22,2	27	8	26
Nº 80	1	1	21	41	100	10	13,1	16	4	16
Nº 200	0	1	10	21	95	5	7,1	10	2	10

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 5.12** – Exemplos de curvas de viscosidade obtidas em diferentes viscosímetros e faixas de mistura e compactação



Fonte: Elaborada pelos autores.

6. Adoção de teores de asfalto para os diferentes grupos de CPs (corpos de prova) a serem moldados. Cada grupo deve ter no mínimo três CPs. Conforme a experiência do projetista, para a granulometria selecionada, é sugerido um teor de asfalto ( $T$ , em %) para o primeiro grupo de CPs. Os outros grupos terão teores de asfalto acima ( $T + 0,5\%$  e  $T + 1,0\%$ ) e abaixo ( $T - 0,5\%$  e  $T - 1,0\%$ ). Os CPs são moldados conforme indica a sequência da figura 5.13. Dependendo do método, pode-se usar um procedimento de conservar a massa asfáltica solta em uma estufa, ajustada na temperatura de moldagem, por 2 horas, para que se proceda em parte à absorção de parte do ligante nos vazios de superfície dos agregados, fato que ocorre entre a usinagem da mistura asfáltica e o transporte e descarga do material em pista para sua densificação.

**Figura 5.13** – Moldagem de CPs tipo Marshall em laboratório



Fonte: Elaborada pelos autores.

7. Após o resfriamento e a desmoldagem dos corpos de prova, obtêm-se as dimensões de cada um deles (diâmetro e altura). Determinam-se para cada corpo de prova suas massas seca ( $M_s$ ) e submersa em água ( $M_{sub}$ ). Com esses valores é possível obter a massa específica aparente dos corpos de prova ( $Gmb$ ), que, por comparação com a massa específica máxima teórica (DMT), vai permitir obter as relações volumétricas típicas da dosagem. Essas relações volumétricas serão mostradas no passo 9.
8. A partir do teor de asfalto do grupo de CPs em questão ( $%a$ ), ajusta-se o percentual em massa dos agregados, ou seja,  $%n = %n^* \times (100\% - %a)$ , onde  $%n$  é o percentual em massa do agregado  $n$  na mistura asfáltica já contendo o asfalto. Note-se que enquanto  $\Sigma %n^* = 100\%$ , após o ajuste,  $\Sigma %n = 100\% - %a$ , conforme exemplo da tabela 5.2.

**TABELA 5.2 – AJUSTE DO PERCENTUAL EM MASSA DOS AGREGADOS EM FUNÇÃO DO TEOR DE ASFALTO (POR SIMPLIFICAÇÃO SÃO MOSTRADOS APENAS QUATRO TEORES)**

Teor de asfalto, %	5,5	6,0	6,5	7,0
Brita ¾", %	23,625	23,500	23,375	23,250
Brita ⅜", %	34,020	33,840	33,660	33,480
Areia de campo, %	18,900	18,800	18,700	18,600
Pó de pedra, %	17,010	16,920	16,830	16,740
Fíler, %	0,945	0,940	0,935	0,930

Fonte: Elaborada pelos autores.

9. Com base em  $%n$ ,  $%a$ , e nas massas específicas reais dos constituintes ( $G_i$ ), calcula-se a DMT correspondente ao teor de asfalto considerado ( $%a$ ) usando-se a expressão 5.4 anteriormente apresentada, conforme exemplo da tabela 5.3.

**TABELA 5.3 – MASSA ESPECÍFICA REAL DOS CONSTITUINTES (G/CM<sup>3</sup>) E DMT DA MISTURA EM FUNÇÃO DO TEOR DE ASFALTO**

Constituintes	Brita ¾"	Brita ⅜"	Areia de campo	Pó de pedra	Fíler	Asfalto
Massa específica real, g/cm <sup>3</sup>	2,656	2,656	2,645	2,640	2,780	1,0268
Teor de asfalto, %	5,5	6,0	6,5	7,0		
DMT	2,439	2,422	2,404	2,387		

Fonte: Elaborada pelos autores.

- 10 Cálculo dos parâmetros de dosagem para cada CP, conforme expressões 5.9 e 5.10, e exemplo da tabela 5.4.

$$\text{Volume dos corpos de prova: } V = M_s - M_{sub} \quad (5.5)$$

$$\text{Massa específica aparente da mistura: } Gmb = \frac{M_s}{V} \quad (5.6)$$



**TABELA 5.4 – CÁLCULO DA MASSA ESPECÍFICA DAS MISTURAS COMPACTADAS**

Teor de asfalto, %	5,5		6,0		6,5		7,0	
$M_S$ , g	1.184,3	1.184,3	1.185,0	1.184,4	1.184,0	1.188,1	1.188,0	1.183,4
$M_{Ssub}$ , g	676,8	673,7	679,2	679,7	677,8	682,0	680,0	678,0
Volume, cm <sup>3</sup>	680,0	506,5	505,8	504,7	506,2	506,1	508,0	505,4
$G_{mb}$ , g/cm <sup>3</sup>	2,334	2,330	2,343	2,347	2,339	2,348	2,339	2,342
<b><math>G_{mb}</math> médio, g/cm<sub>3</sub></b>	<b>2,332</b>		<b>2,345</b>		<b>2,343</b>		<b>2,340</b>	

Fonte: Elaborada pelos autores.

Os parâmetros volumétricos a seguir devem ser sempre calculados com valores de  $G_{mb}$  médio de três corpos de prova:

$$\text{Volume de vazios: } V_v = \frac{DMT - G_{mb}}{DMT} \quad (5.7)$$

$$\text{Porcentagem em massa dos agregados: } \sum \%n = 100 - \%a \quad (5.8)$$

$$\text{Vazios do agregado mineral: } VAM = 100 - \left( \frac{G_{mb} \times \sum \%n}{G_{sb}} \right) \quad (5.9)$$

$$\text{Relação betume/vazios: } RBV = 100 \times \left( \frac{VAM - V_v}{VAM} \right) \quad (5.10)$$

11. Após as medidas volumétricas, os corpos de prova são submersos em banho-maria a 60°C por 30 a 40 minutos, conforme figura 5.14(a). Retira-se cada corpo de prova colocando-o imediatamente dentro do molde de compressão – figura 5.14(b). Determinam-se, então, por meio da prensa Marshall, ilustrada na figura 5.15(a), o seguinte parâmetro mecânico resultante da curva obtida na figura 5.15(b):

- *estabilidade (N)*: carga máxima a qual o corpo de prova resiste antes da ruptura, definida como um deslocamento ou quebra de agregado de modo a causar diminuição na carga necessária para manter o prato da prensa se deslocando a uma taxa constante (0,8 mm/segundo).

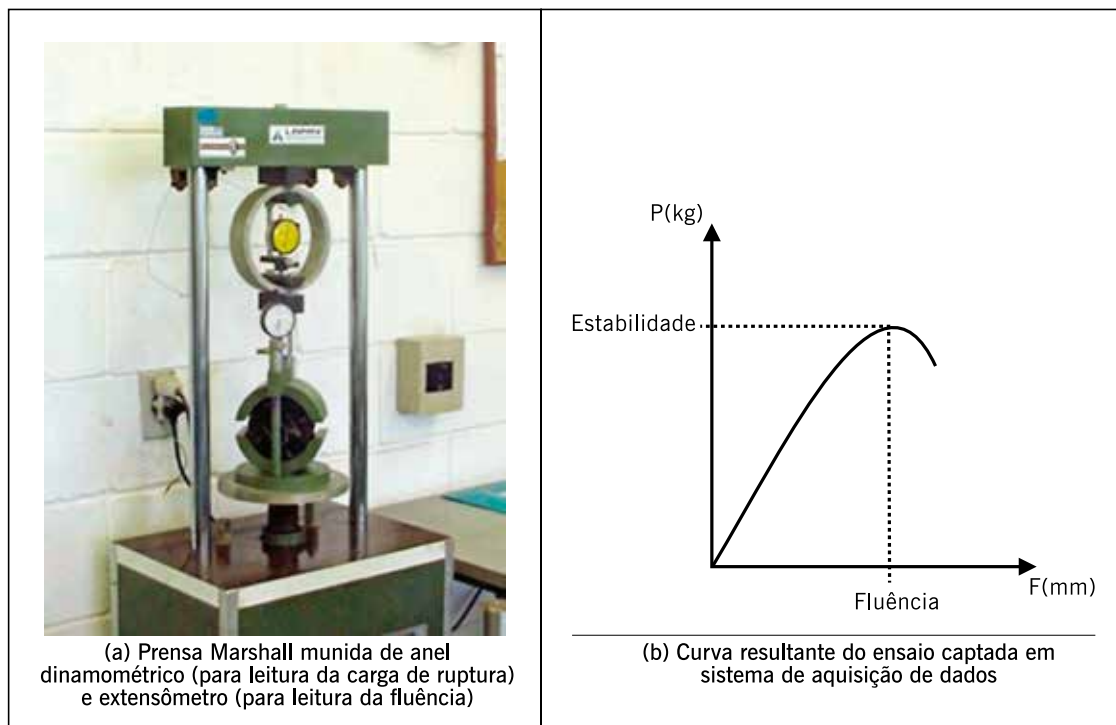
Vale destacar que o parâmetro fluência foi retirado da norma de concreto asfáltico em sua atualização de 2006 (DNIT 031/2006-ES). Nos laboratórios que dispõem de prensas Marshall que usam anel dinamométrico para leitura da carga, não se obtém a curva mostrada na figura 5.15(b), tendo, portanto, pouca precisão na determinação dos parâmetros. Modernamente, tem-se empregado prensas com células de carga em lugar do anel dinamométrico e um LVDT para medição da fluência, acoplados em sistema de aquisição de dados para que se possam melhor interpretar valores registrados e evolução da curva. Porém, destaca-se que o método Marshall vem sendo substituído pelo Superpave em vários departamentos de transportes norte-americanos e mesmo no Brasil por algumas instituições.

**Figura 5.14** – Exemplo de corpos de prova submersos em banho-maria e molde de compressão



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 5.15** – Exemplo de equipamento de ensaio de estabilidade Marshall

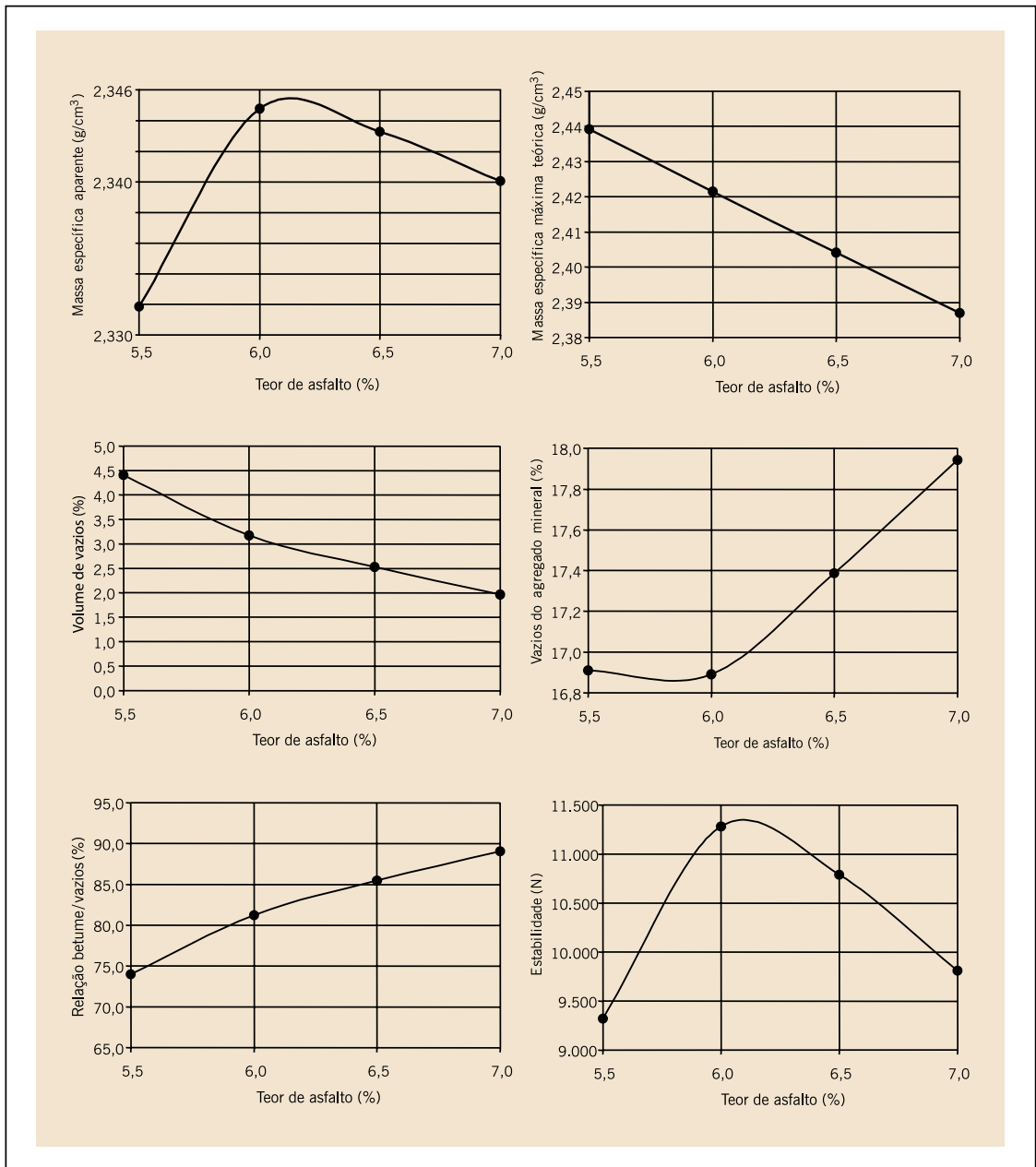


Fonte: Elaborada pelos autores.

Com todos os valores dos parâmetros volumétricos e mecânicos determinados, são plotadas seis curvas em função do teor de asfalto que podem ser usadas na definição do teor de projeto.

A figura 5.16 apresenta essas curvas com os dados do exemplo anterior.

**Figura 5.16** – Exemplos de curvas dos parâmetros determinados na dosagem Marshall



Fonte: Elaborada pelos autores.

### Determinação do teor de projeto de ligante asfáltico

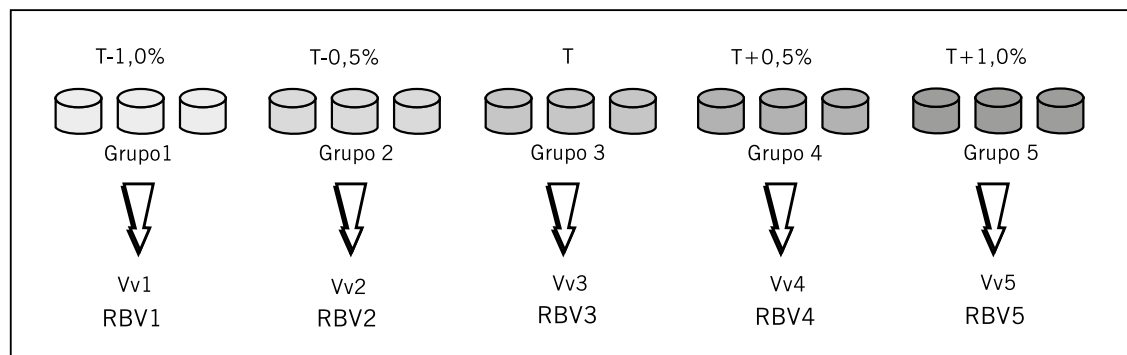
O método de dosagem Marshall pode apresentar diversas alternativas para escolha do teor de projeto de ligante asfáltico. Segundo a Napa (1982), a escolha do teor de asfalto primordialmente para camadas de rolamento em concreto asfáltico seria baseada somente no volume de vazios ( $V_v$ ), correspondente a 4%, ou o  $V_v$  correspondente à média das especificações. No Brasil, a escolha do teor de projeto correspondente a um  $V_v$  de 4% também é adotada no estado de São Paulo pela Dersa e outros órgãos. Observa-se distinção de procedimentos para definição do teor de projeto dependendo do órgão, empresa ou instituto de pesquisa. É comum também

a escolha se dar a partir da estabilidade Marshall, da massa específica aparente e do  $V_v$ . Nesse caso, o teor de projeto é uma média de três teores, correspondentes aos teores associados à máxima estabilidade, à massa específica aparente máxima da amostra compactada e a um  $V_v$  de 4% (ou média das especificações).

Ainda outra forma de se obter o teor de projeto é fazendo uso somente de dois parâmetros volumétricos,  $V_v$  e RBV, o que é mostrado a seguir.

Os parâmetros determinados no passo 10 são correspondentes a cada CP. Os valores de cada grupo são as médias dos valores dos CPs com o mesmo teor de asfalto (figura 5.17).

**Figura 5.17** – Representação esquemática dos grupos de corpos de prova



Fonte: Elaborada pelos autores.

Pode-se então selecionar o teor de projeto a partir dos parâmetros de dosagem  $V_v$  e RBV. Com os cinco valores médios de  $V_v$  e RBV obtidos nos grupos de corpos de prova é possível traçar um gráfico (figura 5.18) do teor de asfalto (no eixo “x”) *versus*  $V_v$  (no eixo “y1”) e RBV (no eixo “y2”). Adicionam-se então linhas de tendência para os valores encontrados dos dois parâmetros.

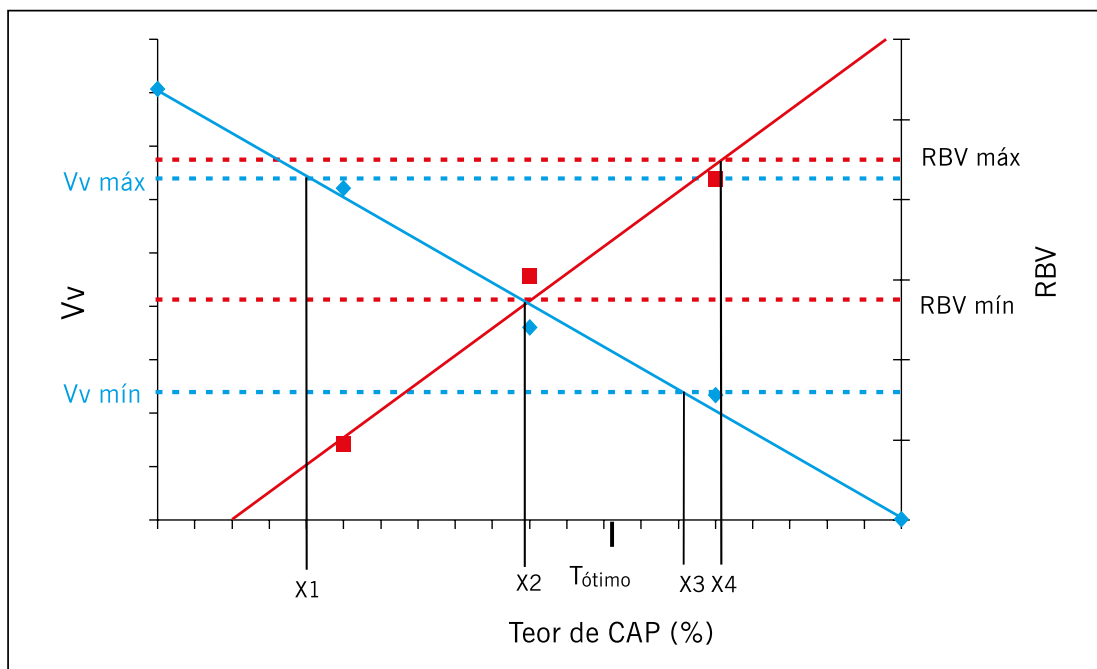
O gráfico deve conter ainda os limites específicos das duas variáveis, indicados pelas linhas tracejadas, e apresentados na tabela 5.5. A partir da interseção das linhas de tendência do  $V_v$  e do RBV com os limites respectivos de cada um desses parâmetros são determinados quatro teores de CAP ( $X_1$ ,  $X_2$ ,  $X_3$  e  $X_4$ ). O teor ótimo é selecionado tomando a média dos dois teores centrais, ou seja, teor ótimo =  $(X_2 + X_3)/2$ .

**TABELA 5.5** – EXEMPLOS DE LIMITES DE  $V_v$  E RBV PARA DIFERENTES FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

Faixas	$V_v$ (%)		RBV (%)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
A (DNIT 031/2004)	4	6	65	72
B e C (DNIT 031/2004)	3	5	75	82
3 (Aeronáutica, rolamento)	3	5	70	80
7 (Aeronáutica, ligação)	5	7	50	70

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 5.18** – Teor de asfalto versus Vv e RBV



Fonte: Elaborada pelos autores.

Para exemplificar o método, a tabela 5.6 apresenta a escolha do teor de projeto de uma mistura de concreto asfáltico na faixa B do DNIT com o CAP 30/45. Foi inicialmente escolhido um teor de asfalto de 5,0%. Os demais grupos foram dosados com 4,0%, 4,5%, 5,5% e 6,0%. Os valores dos parâmetros de dosagem apresentados são relativos às médias dos CPs de cada grupo. Na última linha da tabela é indicado o teor ótimo determinado por um gráfico como o da figura 5.18. O teor de projeto é dado por  $(X2 + X3)/2$ , onde  $X1 = 4,4\%$ ,  $X2 = 4,6\%$ ,  $X3 = 5,4\%$  e  $X4 = 5,5\%$ .

**TABELA 5.6** – RESULTADOS DA DOSAGEM

Teores de asfalto, %	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
Gmb, g/cm <sup>3</sup>	2,350	2,356	2,371	2,369	2,380
Vv, %	5,837	4,907	3,603	2,967	1,805
VAM, %	15,0	15,2	15,1	15,7	15,7
RBV, %	61,1	67,8	76,2	81,1	88,5
<b>Teor de projeto, %</b>	<b>5,0</b>				

Fonte: Elaborada pelos autores.

Ressalte-se que os critérios convencionais volumétricos não garantem que o teor de projeto, dito “ótimo”, corresponda necessariamente ao melhor teor para todos os aspectos do comportamento de uma mistura asfáltica. O caso exemplificado resulta em uma mistura asfáltica que, compactada a 100% de grau de compactação, possui 3,6% de volume de vazios, o que em nosso clima brasileiro pode ser considerado baixo. Dada esta questão, muitos órgãos rodoviá-

rios e laboratórios de projeto têm usado apenas o alvo de volume de vazios de 4% para as misturas asfálticas densas, e os demais valores de norma são apenas verificados se estão na faixa recomendada. Outro fator importante a se destacar é a faixa adotada para o RBV; alguns órgãos brasileiros rodoviários têm empregado faixas mais baixas que a recomendada em norma do DNIT (DNIT-ES 031/2006), levando a um menor consumo de asfalto, para evitar recorrentes problemas de exsudação após verões intensos e repetidas solicitações por tráfego pesado.

Com a disseminação dos métodos mecânicos de dimensionamento, recomenda-se que numa dosagem racional a mistura seja projetada para um determinado nível de resistência à tração (RT), módulo de resiliência (MR) para se evitar a fadiga, e/ou de número de fluxo (*flow number*, FN) para se evitar a deformação permanente, de maneira que os conjuntos de tensões nas camadas que compõem a estrutura do pavimento não venham a diminuir a vida útil do pavimento ou que a mistura venha a apresentar deformação permanente excessiva. Esses parâmetros mecânicos são discutidos no capítulo 6, ressaltando-se que o parâmetro FN é muito vinculado à dosagem, tendo sido estabelecidos valores a serem atingidos em função do volume de tráfego na implantação do novo método de dimensionamento do DNIT, denominado MeDiNa. O FN está associado à prevenção do defeito de deformação permanente da mistura asfáltica.

A tabela 5.7 mostra, como exemplo, os requisitos exigidos pela especificação DNIT-ES 031/2006 para serviços de concreto asfáltico a serem usados em revestimentos de pavimentos e que compõem os parâmetros a serem atendidos na dosagem de laboratório e no campo. Atente para o fato de que nesta especificação o parâmetro de RT já faz parte das exigências a serem atendidas na dosagem, talvez ainda discriminada a RT de forma não adequada, visto que só é definido um valor mínimo para esse parâmetro e ainda associado à presença do parâmetro estabilidade.

**TABELA 5.7 – REQUISITOS DE DOSAGEM DE CONCRETO ASFÁLTICO**

Características	Método de ensaio	Camada de rolamento	Camada de ligação
Vv, %	DNER-ME 043	3 – 5	4 – 6
RBV, %	DNER-ME 043	75 – 82	65 – 72
Estabilidade mínima, kgf (75 golpes)	DNER-ME 043	500	500
RT a 25°C, mínimo, MPa	DNER-ME 138	0,65	0,65

Fonte: DNIT-ES 031/2006.

### 5.3.2 Considerações finais sobre a dosagem Marshall

É importante considerar que a dosagem Marshall, realizada normalmente no país quando segue as orientações de normas antigas do DNER ou DNIT não cumpre o necessário em pelo menos dois pontos importantes:

- a consideração da absorção de ligante pelos agregados e o uso da massa seca com superfície saturada;
- o uso de fórmula para cálculo da DMT, essencial para as determinações volumétricas das misturas asfálticas. Na ASTM e no Instituto de Asfalto só se utiliza a *Gmm*, o que

já leva em conta a absorção dos agregados e tem interferência muito grande nas determinações das relações volumétricas.

Assim, julgam os autores que há necessidade de se modificar as normas do ensaio Marshall de dosagem de concreto asfáltico urgentemente para adaptá-la ao padrão ASTM que é também o padrão usado em muitos outros países, nesses aspectos comentados e em outros. Parte já foi feita com a definição do método de preparação dos corpos de prova (DNIT 178/2018) e da criação do método de ensaio Rice (DNIT 427/2020).

O uso do método Rice é hoje uma ferramenta importante e com boa repetibilidade pela grande evolução dos equipamentos usados nesse ensaio, especialmente no caso do vácuo e das balanças e se compara à repetibilidade do método descrito na ASTM 2041 (2019). Além disso, evita-se a necessidade de medir repetidas vezes as densidades dos agregados das várias frações e a absorção de água, que não estima corretamente a absorção dos ligantes.

Também, apesar da existência de normas ABNT e DNER padronizando o método Marshall, há ainda uma dispersão significativa em seus resultados, e entre os diversos fatores que causam essa dispersão, citam-se a forma de compactação dos corpos de prova, as características dos equipamentos usados e as condições operacionais do processo, o que caracteriza a variabilidade de resultados sob condições idênticas de materiais (COELHO; SÓRIA, 1992). Motta (1998) relata algumas críticas relativas ao método Marshall. Entre elas, a pouca representatividade do método de compactação em relação ao campo e a grande influência na determinação do teor de projeto derivada de fatores ligados à preparação dos corpos de prova (tipo de soquete, formas de apoio etc.).

Francken *et al.* (1997) comentam que em um importante estudo interlaboratorial realizado em nível internacional pela Rilem, verificou-se uma variação entre 5,4 e 6,8% de teor de projeto determinado utilizando o método de dosagem Marshall, para uma mesma mistura testada. Uma comparação entre os resultados dos diversos laboratórios envolvidos no estudo e o laboratório de referência apresentou considerável diferença, demonstrando assim que na utilização do método Marshall os procedimentos de trabalho dos laboratórios não são sempre semelhantes. Concluem que há necessidade de estar sempre se revendo normas, definições, equipamentos, procedimentos de preparação de amostras, calibrações e interpretações de resultados, de forma a retrainar os técnicos e melhorar a reprodutibilidade e a confiança nos resultados. Outro fator relevante nesse processo é o reduzido número de corpos de prova exigidos pela norma (mínimo de três), impossibilitando assim qualquer análise estatística dos resultados.

Na concepção do método Marshall, a compactação manual foi a única utilizada. Posteriormente, a compactação automática foi desenvolvida, poupando esforço do operador (KANDHAL; KOEHLER, 1985), e, também, evitando sua influência durante a aplicação dos golpes. No entanto já foi constatado que geralmente corpos de prova compactados manualmente apresentam densidades maiores do que os compactados automaticamente. Para levar em conta a diferença entre os resultados da compactação manual e automática, o método da AASHTO requeria, durante algum tempo, que quando do uso de compactação automática, que esta seja calibrada para que os resultados sejam comparáveis aos da compactação manual (KANDHAL; KOEHLER, 1985).

No estudo de Aldigueri *et al.* (2001), utilizando o mesmo procedimento e apenas variando a forma de compactação, obteve-se uma diferença de 0,6% no teor de projeto para uma mesma mistura analisada. O fator de maior influência na diferença entre os dois tipos de compactação foi a frequência de aplicação dos golpes. Corpos de prova compactados na mesma frequência (1 Hz), tanto no procedimento manual como no automático, apresentam densidades aparentes

semelhantes. Os corpos de prova compactados manualmente e com frequências mais altas apresentaram densidades aparentes maiores. No intervalo de frequências utilizadas no referido estudo verificou-se uma diferença absoluta de até 1,43% de Vv entre os corpos de prova compactados com maior e menor frequência. Os autores recomendam que, para garantir maior uniformidade entre os resultados da dosagem Marshall, deve-se estipular o tempo de compactação quando da utilização de compactação manual, e usar sempre que possível a compactação automática para eliminar a possível interferência ocasionada pelo ritmo de compactação imposto pelo operador.

Reforça-se também a necessidade de se explorar melhor a granulometria dos agregados disponíveis além de se dosar cada mistura em função do tipo de asfalto escolhido e da estrutura na qual será empregada. Para um bom projeto é preciso compatibilizar as características do concreto asfáltico com toda a estrutura do pavimento, o que não é garantido quando se obtém o teor de projeto a partir somente dos requisitos tradicionais volumétricos. Recomenda-se, durante a dosagem, testar as misturas com ensaios tais como RT, MR e fadiga. Mais forte ainda deve ser o alerta quanto à necessidade de fiscalização no campo, tanto nas usinas quanto na pista, pois todo sucesso de qualquer projeto passa pela fabricação e aplicação correta da mistura.

Com a entrada em vigor do novo método de dimensionamento, será obrigatório que a dosagem de um concreto asfáltico não se limite aos parâmetros volumétricos, visto que a mistura projetada deve apresentar todos os parâmetros mecânicos necessários ao dimensionamento.

Como exemplo, Marques (2004) avaliou a influência de fatores tais como granulometria, tipo de ligante, teor de ligante, tipo de compactação e temperatura no valor do módulo de resiliência de misturas asfálticas densas. Procurou utilizar o módulo de resiliência como um critério de dosagem de concreto asfáltico, possibilitando projetá-las para atingirem um determinado valor (ou faixa de valores) de módulo de resiliência. Foi desenvolvido um planejamento de experimentos fatoriais para a obtenção do módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral de concretos asfálticos em função dos fatores das misturas. Na mesma linha de raciocínio, Castro Neto (2000) emprega RT e MR para estudar a dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente e o uso de agente rejuvenescedor.

### 5.3.3 Dosagem Superpave

A maioria das misturas asfálticas a quente produzida nos Estados Unidos entre 1940 e 1990 foi dosada utilizando a metodologia Marshall ou Hveem (ROBERTS *et al.*, 1996). Desde 1993, porém, as universidades e departamentos de transporte norte-americanos vêm utilizando a metodologia Superpave. Na pesquisa SHRP várias mudanças foram realizadas. Foi proposta uma metodologia distinta que consiste basicamente em estimar um teor provável de projeto pela fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis.

A maior diferença entre esse novo procedimento e o Marshall é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall, a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem Superpave é realizada por amassamento (giros) – figura 5.1(d) e (e).

Outra diferença que pode ser citada entre os dois processos é a forma de escolha da granulometria da mistura de agregados. A metodologia Superpave incluiu os conceitos de pontos de controle e zona de restrição (atualmente descontinuada), conforme mencionado no capítulo 4.

Com a implementação do Superpave e a constatação de sucessos de vários revestimentos asfálticos os quais possuíam curvas granulométricas que passavam pela zona de restrição, houve descontinuidade dessa recomendação restritiva. Teoricamente, pode parecer razoável



que a melhor graduação para os agregados nas misturas asfálticas fosse aquela que fornecesse a graduação mais densa. A graduação com maior densidade acarreta uma estabilidade superior pelo maior contato entre as partículas, maior resistência ao cisalhamento, e reduzidos vazios no agregado mineral. Porém, é necessária a existência de um espaço de vazios tal que permita que um volume suficiente de ligante seja incorporado. Isso garante durabilidade e ainda permite algum volume de vazios na mistura para evitar exsudação por sobrecompactação pelo tráfego. Outro fator importante é que quanto mais próximo da curva de máxima densidade teórica, dado o reduzido volume de vazios no agregado mineral, pequenas variações de teor de ligante implicam alteração volumétrica importante, podendo resultar em misturas asfálticas mais “sensíveis” a deformações permanentes por excesso de ligante asfáltico ou à fadiga e desagregações por falta de ligante asfáltico.

Vários investigadores propuseram faixas granulométricas para a densidade máxima. A mais conhecida é a curva de Fuller proposta por Fuller e Thompson em 1907 cuja expressão é:

$$P = 100 \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (5.11)$$

Onde:

$P$  = porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro  $d$ ;

$d$  = diâmetro da peneira em questão;

$D$  = tamanho máximo do agregado, definido como uma peneira acima do *tamanho nominal máximo*, sendo este último definido como o tamanho de peneira maior que a primeira peneira que retém mais que 10% de material.

Os estudos de Fuller mostraram que a granulometria de densidade máxima pode ser obtida para um agregado quando  $n = 0,50$ . Na década de 1960, a Federal Highway Administration (FHWA) dos Estados Unidos adotou, para o mesmo efeito, o expoente como 0,45.

Graficamente, a granulometria é mostrada num eixo cuja ordenada é a porcentagem que passa e a abscissa é uma escala numérica da razão “tamanhos de peneira/tamanho máximo do agregado”, elevada à potência de 0,45 (ou somente “tamanho da peneira” elevado a 0,45). A granulometria de densidade máxima é uma linha reta que parte da origem e vai até o ponto do tamanho máximo do agregado – figura 5.19(a). Uma granulometria que repouse sobre ou próxima a esta linha não permitirá a incorporação de um volume adequado de ligante.

Nas especificações Superpave iniciais para granulometria dos agregados foram acrescentadas duas características ao gráfico de potência 0,45: (a) pontos de controle e (b) zona de restrição (como já reforçado, em desuso):

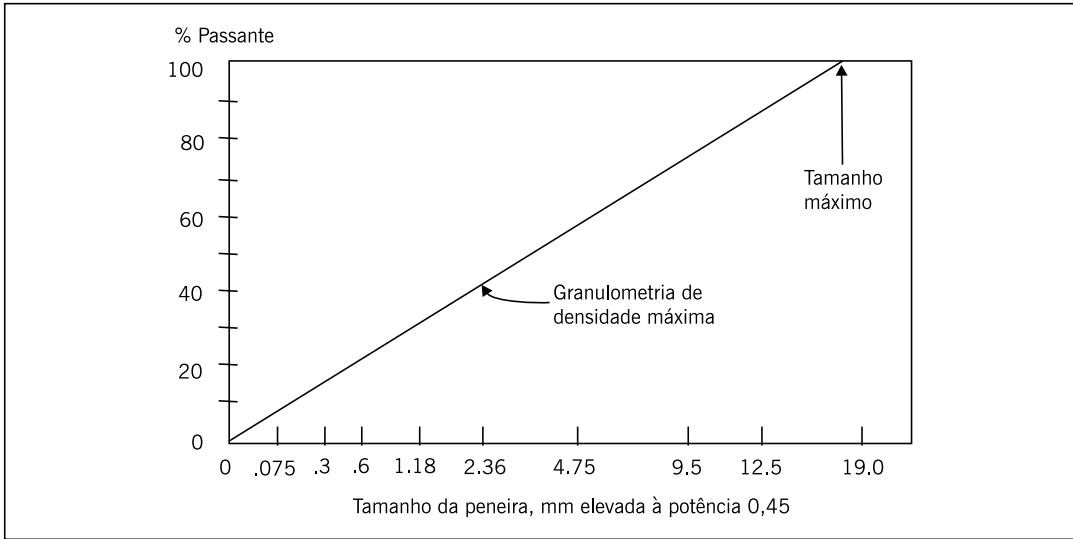
- os pontos de controle funcionam como pontos mestres onde a curva granulométrica deve passar. Eles estão no tamanho máximo nominal, um no tamanho intermediário (2,36 mm) e um nos finos (0,075 mm);
- a zona de restrição (ZR) repousava sobre a linha de densidade máxima e nas peneiras intermediárias (4,75 mm ou 2,36 mm) e no tamanho 0,3 mm. Formava uma região na qual a curva não deveria passar. Granulometrias que violavam a zona de restrição poderiam apresentar esqueleto pétreo frágil, que dependeriam muito do ligante para terem resistência ao cisalhamento. Essas misturas seriam muito sensíveis ao teor de ligante e poderiam facilmente deformar. As especificações Superpave recomendavam, mas não obrigavam, que as misturas apresentassem granulometrias abaixo da zona de restrição.

Embora as zonas de restrição não façam mais parte das especificações Superpave, a figura 5.19(b) ilustra um exemplo com os limites da faixa A de concreto asfáltico do DNIT – tabela 4.1, duas curvas granulométricas enquadradas nessa faixa, os respectivos pontos de controle e zona de restrição, relativos às duas misturas, ambas com tamanho máximo nominal igual a 19 mm (3/4”).

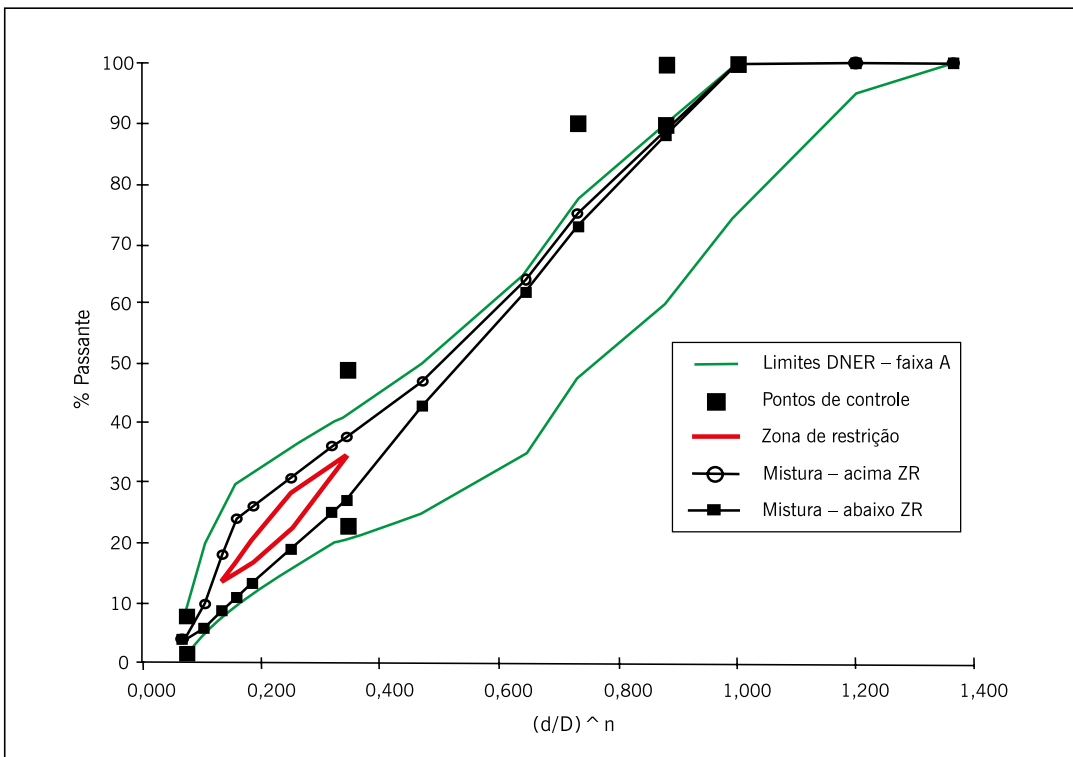
O tamanho do molde a ser utilizado na dosagem Superpave é um aspecto importante. O molde de 150 mm de diâmetro é o requerido nas especificações Superpave, porém o compactador giratório Superpave (CGS) também admite moldagem de corpos de prova com 100 mm de diâmetro, conforme mostrado adiante. No estudo realizado por Jackson e Cozor (2003) não foi observada diferença significativa no percentual da massa específica máxima (%*Gmm*) para os corpos de prova moldados com o cilindro de 100 e 150 mm. Os autores advertem que a adequação dos dois tamanhos de molde é limitada a misturas com tamanho máximo de agregado de 25,4 mm, ou menor.

No procedimento Superpave-SHRP há três níveis de projeto de mistura dependendo do tráfego e da importância da rodovia, conforme indicado na tabela 5.8. Dependendo do tráfego, o projeto de mistura pode estar completo após o projeto volumétrico (nível 1). Valores de tráfego (número N) sugeridos como limites entre os diferentes níveis são 106 e 107 repetições do eixo padrão, considerando a conversão do tráfego por fatores definidos pela AASHTO. Nos níveis 2 e 3, ensaios baseados em desempenho são conduzidos para otimizar o projeto a fim de resistir a falhas como deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento à baixa temperatura.

**Figura 5.19** – Exemplo de granulometria adequada à especificação Superpave inicial



(a) Granulometria de densidade máxima



(b) Exemplo de granulometria num gráfico com pontos de controle e zona de restrição

Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.8** – ORGANIZAÇÃO HIERÁRQUICA DO MÉTODO SUPERPAVE INICIAL

Nível	1	2	3
Critério	Volumétrico	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a uma temperatura	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a três temperaturas
N (AASHTO)	< 10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup> a 10 <sup>7</sup>	≥ 10 <sup>7</sup>

Fonte: Elaborada pelos autores.

O projeto de mistura é todo feito utilizando o CGS. Trata-se de um equipamento que pode ser portátil, é prático e possui boa repetibilidade e reprodutibilidade. Um exemplo de CGS padronizado pelo Superpave está ilustrado na figura 5.20 e tem as seguintes características:

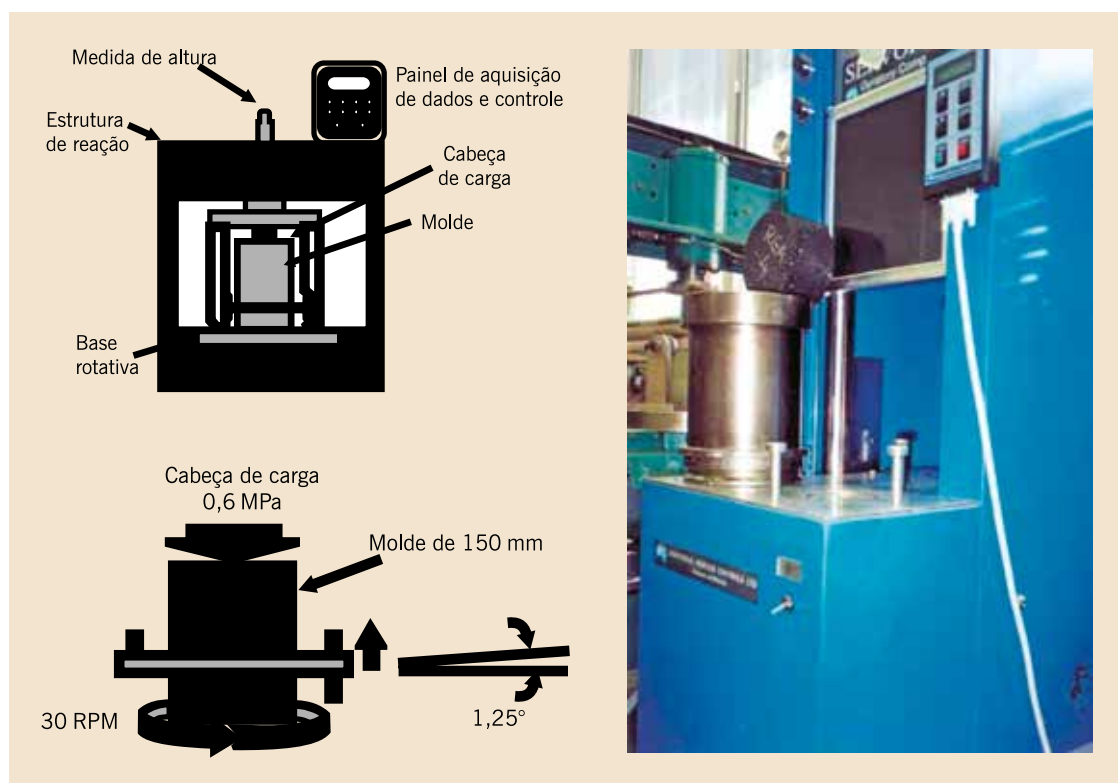
- ângulo de rotação de  $1,25 \pm 0,02$ ;
- taxa de 30 rotações por minuto;
- tensão de compressão vertical durante a rotação de 600 kPa;
- capacidade de produzir corpos de prova com diâmetros de 150 e 100 mm.

Certas características devem ser calibradas periodicamente. O item crítico de calibração é o sistema de medida de altura, normalmente obtido por meio de corpos de prova de referência de dimensões conhecidas. A célula de carga pode ser calibrada por meio de um anel ou outra célula de carga de precisão adequada e já calibrada. A velocidade de giro pode ser checada por medida de tempo da rotação sob número conhecido de revoluções. Outro item crítico é a calibração do ângulo de giro, que pode ser efetuada por vários meios que dependem do compactador, cada um define seu método. Um método usa extensores precisos para medidas coletadas com molde a várias orientações. As medidas são usadas para cálculo do ângulo de giro. Em qualquer caso, o ângulo deve ser checado com o molde contendo o corpo de prova sob condições de carregamento.

### **Passo a passo para determinação do teor de projeto – Superpave**

O primeiro passo do procedimento Superpave consiste na escolha de três composições granulométricas com os materiais à disposição. O passo seguinte é a compactação de corpos de prova no CGS com um teor de ligante de tentativa para cada mistura (dois corpos de prova por mistura), obtido por meio de estimativas usando-se a massa específica efetiva dos agregados (capítulo 3). Dessas misturas experimentais se obtêm as propriedades volumétricas (V<sub>v</sub>, VAM e RBV) após a compactação dos corpos de prova no compactador giratório com o número de giros de projeto (determinado em função do tráfego, conforme visto mais adiante).

Figura 5.20 – Ilustração esquemática e exemplo de CGS



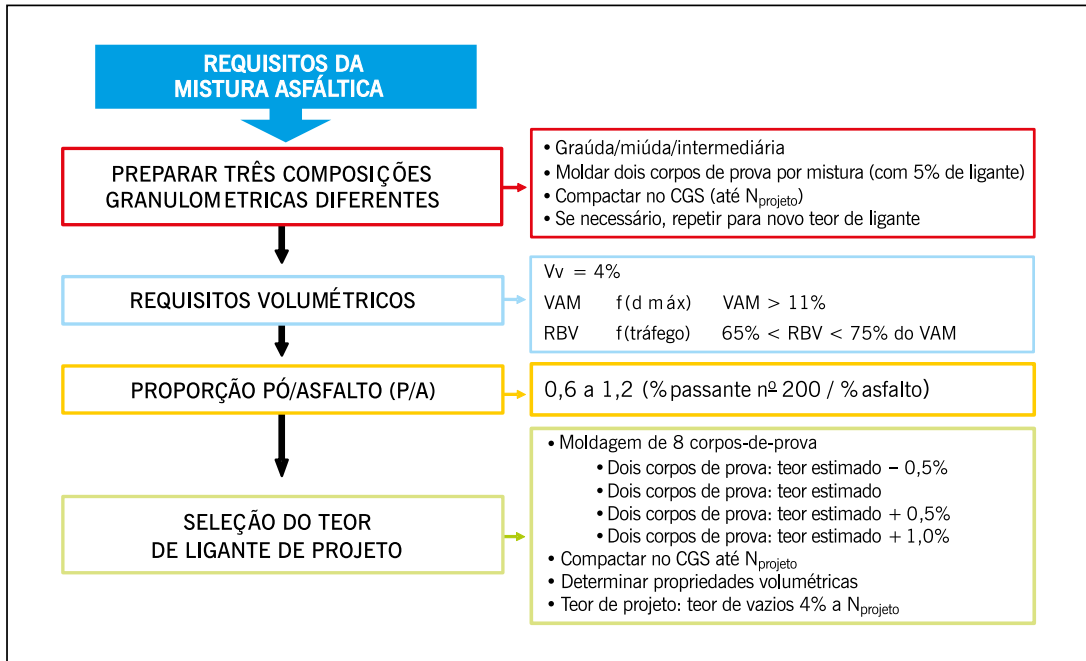
Fonte: Elaborada pelos autores.

Além dos requisitos volumétricos tradicionais mencionados, verifica-se também a proporção pó/asfalto, que corresponde à razão entre o teor de material passante na peneira nº 200 e o teor de ligante, parâmetro que deve estar entre 0,6 e 1,2. Considerações sobre o efeito desse parâmetro podem ser encontradas em Motta e Leite (2000).

A premissa principal do projeto de misturas Superpave Nível 1 (o único abordado neste livro) é que a quantidade de ligante usada deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros de projeto. Caso isso não ocorra nessa mistura experimental, faz-se uma estimativa por meio de fórmulas empíricas para saber qual teor de ligante deve ser usado para atingir os 4% de vazios. Esse teor calculado será o teor de ligante estimado para cada mistura. O procedimento Superpave faculta ao projetista escolher qual das misturas testadas, entre as três composições granulométricas, melhor atende às exigências volumétricas especificadas para o projeto.

A etapa seguinte da metodologia Superpave consiste na seleção do teor de ligante asfáltico de projeto. Para isso são confeccionados corpos de prova no teor de ligante estimado, conforme descrito anteriormente e outros corpos de prova devem ser confeccionados considerando outros três teores, o teor estimado  $\pm 0,5\%$  e  $+1\%$ . Os corpos de prova são novamente compactados no  $N_{projeto}$  e as propriedades volumétricas correspondentes obtidas. O teor final de projeto é aquele que corresponde a um  $V_v = 4\%$ . O fluxograma da dosagem em questão é ilustrado na figura 5.21, sendo os detalhes dos passos apresentados a seguir.

Figura 5.21 – Fluxograma da dosagem Superpave



Fonte: Elaborada pelos autores.

### Determinação do teor de ligante inicial

No procedimento Superpave, para a definição do teor de asfalto (ligante) inicial de projeto utilizam-se expressões empíricas baseadas nos seguintes parâmetros: massas específicas aparente e real da composição de agregados, fator de absorção dessa composição, percentual de agregados na mistura,  $V_v$  da mistura, massa específica do ligante e tamanho máximo nominal de peneira para a composição de agregados.

Considera-se que o teor de ligante inicial é aquele no qual os vazios dos agregados não absorvem mais ligante. Tal consideração implica que quantidades de ligante iguais ou maiores que esse teor comporão uma mistura de agregados com massa específica efetiva constante. Conforme apresentado no capítulo 3, a massa específica efetiva do agregado é a relação entre a massa seca do agregado e o volume da parte sólida desse grão mais o volume dos vazios preenchidos por asfalto.

O teor inicial de ligante é estimado de acordo com os seguintes cinco passos, sendo as grandezas definidas após a expressão 5.16.

- *Passo 1:* cálculo da massa específica efetiva da composição de agregados ( $G_{se}$ ) considerando máxima absorção de ligante pelos vazios dos agregados:

$$G_{se} = G_{sb} + F_a \times (G_{sa} - G_{sb}) \quad (5.12)$$

- *Passo 2:* cálculo do volume de ligante absorvido ( $V_{la}$ ). Neste passo precisa-se assumir um determinado teor de ligante,  $P_l$ , e um conseqüente teor de agregado,  $P_{ag}$ , ambos em massa:

$$V_{la} = \frac{P_{ag} \times (1 - V_v)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{G_{se}}\right)} \times \left(\frac{1}{G_{sb}} - \frac{1}{G_{se}}\right) \quad (5.13)$$

- *Passo 3:* cálculo do volume de ligante efetivo ( $V_{le}$ ):

$$V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times \ln(TMN) \quad (5.14)$$

- *Passo 4:* cálculo da massa de agregado ( $M_{ag}$ ):

$$M_{ag} = \frac{P_{ag} \times (1 - V_v)}{\left( \frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{G_{se}} \right)} \quad (5.15)$$

- *Passo 5:* estimativa do teor de ligante inicial ( $P_{li}$ ):

$$P_{li} = \left[ \frac{G_l \times (V_{le} + V_{la})}{[G_l \times (V_{le} + V_{la}) + M_{ag}]} \right] \times 100 \quad (5.16)$$

Onde:

$M_{ag}$  = massa de agregado, g;

$G_{sb}$  = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

$G_{sa}$  = massa específica real da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

$G_l$  = massa específica do ligante, g/cm<sup>3</sup>;

$F_a$  = fator de absorção;

$P_l$  = teor de ligante, % em massa (admitido para uma determinada faixa granulométrica, por exemplo, 5%);

$P_{ag}$  = percentual de agregados na mistura, % em massa, dado por  $(1 - P_l)$ ;

$P_{li}$  = teor de ligante inicial, % em massa;

$V_v$  = volume de vazios, %;

$V_{la}$  = volume de ligante absorvido, %;

$V_{le}$  = volume de ligante efetivo, %;

$TMN$  = tamanho máximo nominal de peneira para a composição de agregados, polegadas.

A partir do valor da  $G_{mm}$  (DNIT 427/2020), calcula-se a  $G_{se}$  da composição de agregados para o teor de ligante inicial estimado (expressão 5.17). Esta última é assumida constante, ou seja, independente do teor de ligante, e usada no cálculo das  $G_{mms}$  dos demais teores pela expressão 5.18.

$$G_{se} = \frac{100 - P_l}{\frac{100}{G_{mm}} + \frac{P_l}{G_l}} \quad (5.17)$$

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_{ag}}{G_{se}} + \frac{P_l}{G_l}} \quad (5.18)$$

## Determinação do teor de ligante de projeto

Realiza-se a compactação de dois CPs no teor de ligante inicial ( $P_{ij}$ ), bem como em mais três outros teores ( $\pm 0,5$  e  $+1,0\%$  em relação ao  $P_{ij}$ ). A compactação é realizada no CGS, com pressão aplicada de 600 kPa e o ângulo de rotação de  $1,25^\circ$ . A sequência do procedimento de compactação é apresentada na figura 5.23. Destaca-se o fato de a mistura não compactada permanecer em estufa à temperatura de compactação (função da viscosidade do ligante – figura 5.12) por um período de 2 horas antes da compactação – figura 5.22(a), de modo a simular o envelhecimento de curto prazo durante a usinagem.

Durante a compactação de cada corpo de prova, tem-se três referências a ser consideradas:

- $N_{inicial}$ , esforço de compactação inicial;
- $N_{projeto}$ , esforço de compactação de projeto (no qual  $V_v$  deve ser igual a 4%);
- $N_{máximo}$ , esforço de compactação máximo (representa a condição de compactação da mistura ao fim da sua vida de serviço).

Os esforços de compactação  $N_{inicial}$  e  $N_{máximo}$  são usados para se avaliar a compactabilidade da mistura. O  $N_{projeto}$  é usado para se selecionar o teor de ligante de projeto. Estes valores são função do tráfego ( $N$ ), e variam conforme indicado na tabela 5.9.



**Figura 5.22** – Sequência do procedimento de compactação Superpave



Fonte: Elaborada pelos autores.

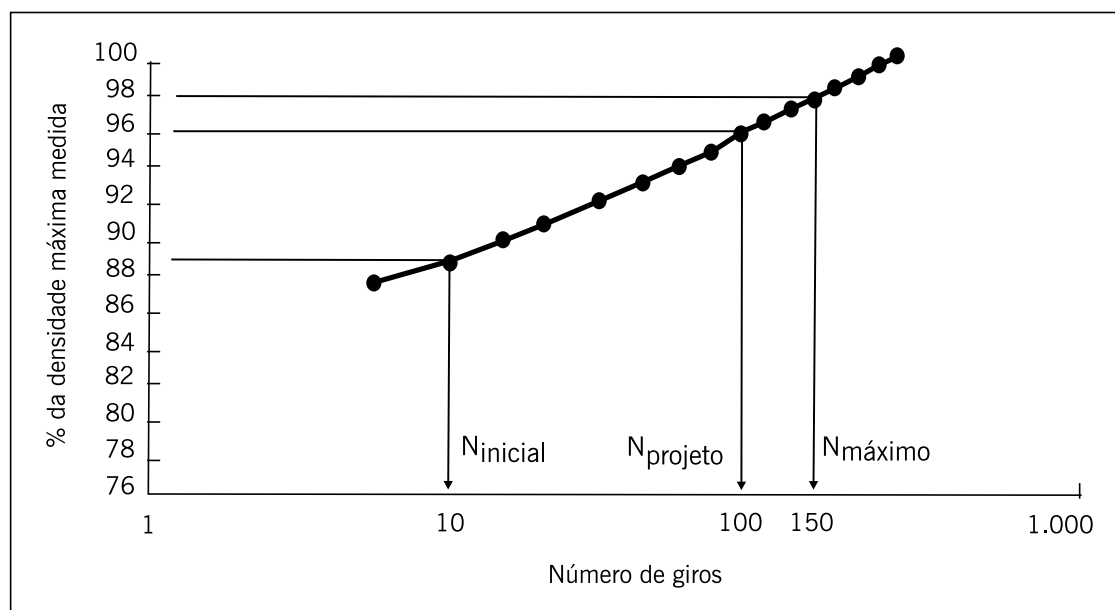
**TABELA 5.9 – NÚMERO DE GIROS ESPECIFICADOS NA NORMA DE DOSAGEM SUPERPAVE INICIAL**

Parâmetros de compactação			Tráfego
N <sub>inicial</sub>	N <sub>projeto</sub>	N <sub>máximo</sub>	
	50	75	Muito leve (local)
7	75	115	Médio (rodovias coletoras)
8	100	160	Médio a alto (vias principais, rodovias rurais)
9	125	205	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesado)

Fonte: Elaborada pelos autores.

Durante o processo de compactação, a massa específica do CP é monitorada em função da altura. Essa massa específica, referida como percentual da *Gmm*, pode ser plotada *versus* o número de giros (ou *versus* o logaritmo do número de giros) – figura 5.23. Este processo permite avaliar a compactabilidade da mistura, ou seja, sua trabalhabilidade e seu potencial de densificação, que depende do esqueleto mineral (agregados).

**Figura 5.23 – Curva de compactação típica obtida do CGS**



Fonte: Motta *et al.*, 1996.

As massas específicas estimadas da mistura asfáltica (*Gmb*), correspondentes aos esforços de compactação  $N_{inicial}$ ,  $N_{projeto}$  e  $N_{máximo}$  são, respectivamente,  $G_{inicial}$ ,  $G_{projeto}$ ,  $G_{máximo}$ , expressas como percentuais da massa específica máxima (*Gmm*).

Para garantir uma estrutura de esqueleto mineral adequada, as especificações exigem:

$G_{inicial} \leq 89\% Gmm$ . O valor limite para  $G_{máximo}$  garante que a mistura não vai sofrer sobrecompactação excessiva sob o tráfego previsto e não vai apresentar um comportamento plástico levando a deformações permanentes. As especificações exigem  $G_{máximo} \leq 98\% Gmm$ . Em outras palavras, o volume de vazios mínimo deve ser 2%. Caso esses critérios não sejam satisfeitos para nenhum dos teores de ligante e/ou curva granulométrica testada, deve-se rever a curva granulométrica ou alterar o teor de ligante até que todos sejam atendidos. O teor de projeto deve satisfazer os critérios apresentados na tabela 5.10.

**TABELA 5.10 – CRITÉRIOS VOLUMÉTRICOS PARA ESCOLHA DO TEOR DE PROJETO (MÉTODO SUPERPAVE INICIAL)**

Esforo de compactação (número de giros)	Relação entre massa específica aparente e a $Gmm$ (%)	Vv (%)
$N_{inicial}$	< 89%	> 11%
$N_{projeto}$	96%	4%
$N_{máximo}$	< 98%	> 2%

Fonte: Elaborada pelos autores.

Os dados do CGS são usados da seguinte forma, sendo um exemplo de compactação apresentado na tabela 5.11:

- estima-se a  $Gmb$  para cada número de giros em função da altura do corpo de prova;
- corrige-se a  $Gmb$  estimada em cada giro a partir de  $Gmb$  no  $N_{máximo}$ ; essa correção considera o corpo de prova como um cilindro perfeito, o que na realidade não é;
- determina-se a  $Gmb$  corrigida como uma porcentagem em relação à  $Gmm$ , para cada número de giros.

**TABELA 5.11 – EXEMPLO DE COMPACTAÇÃO POR AMASSAMENTO (CGS)**

CP nº 1: Massa Total = 4869g				
$Gmm = 2,563 \text{ g/cm}^3$				
Nº de giros	Altura, mm	$Gmb$ (estimada) $\text{g/cm}^3$	$Gmb$ (corrigida) $\text{g/cm}^3$	% $Gmm$
8 ( $N_{inicial}$ )	127,0	2,170	2,218	86,5
50	118,0	2,334	2,385	93,1
100	115,2	2,391	2,444	95,4
109 ( $N_{projeto}$ )	114,9	2,398	2,451	95,6
150	113,6	2,425	2,478	96,7
174 ( $N_{máximo}$ )	113,1	2,436	2,489	97,1
$Gmb$ (medida)	–	2,489	–	–

Fonte: Elaborada pelos autores.

As condições de projeto estabelecidas para a mistura do exemplo na tabela 5.11 foram tais que levaram a:  $N_{máximo} = 174$ ,  $N_{inicial} = 8$  e  $N_{projeto} = 109$ . Durante a compactação, a altura é medida automaticamente pelo CGS após cada giro, sendo registrada para o número de giros correspondente na primeira coluna. Os valores de  $Gmb$  (estimada) foram determinados por:

$$Gmb(\text{estimada}) = \frac{M_m}{V_{mx}} \quad (5.19)$$

Onde:

$M_m$  = massa do CP, g, que independe do número de giros;

$V_{mx}$  = volume do CP no molde durante a compactação,  $\text{cm}^3$ , dado por:

$$V_{mx} = \frac{\pi d^2 h_x}{4} \times 0,001 \text{ cm}^3/\text{mm}^3 \quad (5.20)$$

Onde:

$d$  = diâmetro do molde (150 ou 100 mm);

$h_x$  = altura do corpo de prova no molde durante a compactação, mm.

Para ilustrar esta determinação, considere as condições do CP a 50 giros. A altura do CP é de 118 mm. O seu volume estimado a 50 giros é:

$$V_{mx} = \frac{\pi(150\text{ mm})^2 118,0\text{ mm}}{4} \times 0,001\text{ cm}^3/\text{mm}^3 = 2085,2\text{ cm}^3 \quad (5.21)$$

Assim, a  $Gmb$  (estimada) a 50 giros é:

$$Gmb(\text{estimada}) = 4867,8\text{ g} / 2085,2\text{ cm}^3 = 2,334\text{ g/cm}^3 \quad (5.22)$$

Este cálculo admite que o CP seja um cilindro de laterais sem rugosidade, o que não retrata a realidade. O volume do corpo de prova é levemente menor que o volume do cilindro de laterais sem rugosidade devido a suas irregularidades superficiais causadas pelos agregados. É por isso que a  $Gmb$  final estimada a 174 giros (2,436 g/cm<sup>3</sup>) é diferente da  $Gmb$  medida após 174 giros (2,489 g/cm<sup>3</sup>).

Para corrigir essa diferença, a  $Gmb$  estimada a qualquer número de giros é corrigida pela razão entre a massa específica aparente medida e a massa específica aparente estimada a  $N_{\text{máximo}}$ , usando a seguinte expressão:

$$C = \frac{Gmb(\text{medida})}{Gmb(\text{estimada})} \quad (5.23)$$

Onde:

$C$  = fator de correção;

$Gmb$  (medida) = massa específica aparente medida a  $N_{\text{máximo}}$ ;

$Gmb$  (estimada) = massa específica aparente estimada a  $N_{\text{máximo}}$ .

A  $Gmb$  estimada para todos os outros números de giros pode ser corrigida usando o fator de correção por meio da seguinte expressão:

$$Gmb_n(\text{corrigida}) = C \times Gmb_n(\text{estimada}) \quad (5.24)$$

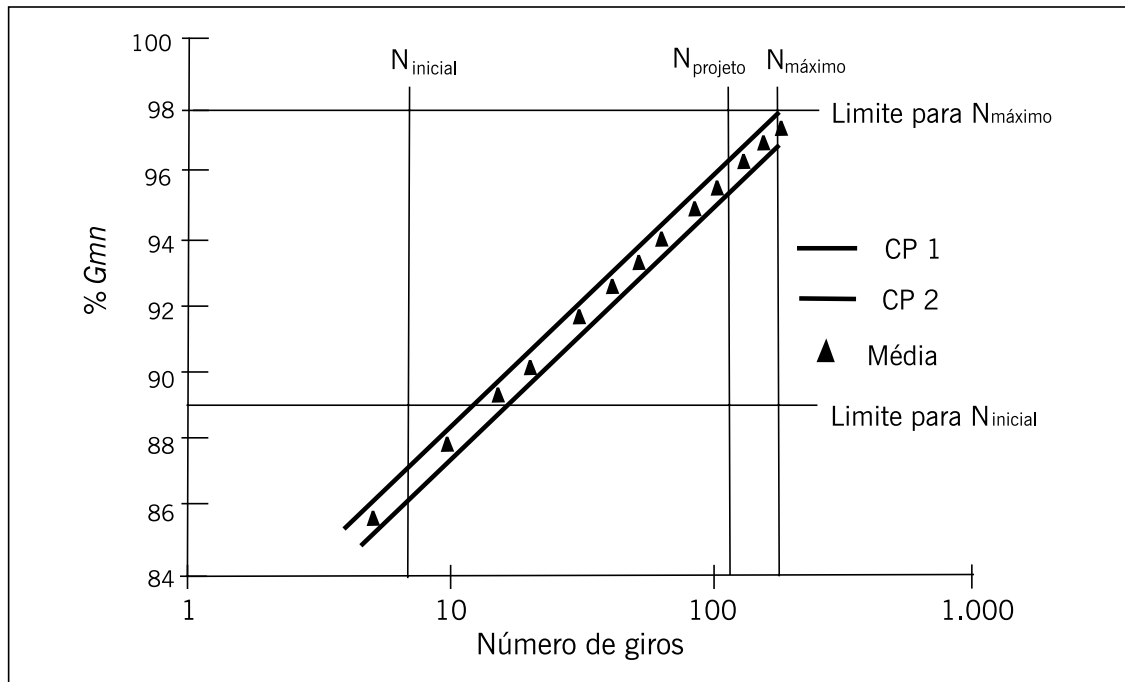
Onde:

$Gmb_n$  (corrigida) = massa específica aparente corrigida do corpo de prova a qualquer giro  $n$ ;

$Gmb_n$  (estimada) = massa específica aparente estimada a qualquer giro  $n$ .

Neste exemplo a razão é 2,489/2,436 ou 1,022. O percentual da  $Gmm$  é calculado como a razão  $Gmb$  (corrigida) para  $Gmm$ . Para se determinar o teor de projeto de uma mistura asfáltica, utiliza-se a média dos resultados referentes a dois corpos de prova. O gráfico de compactação para esse exemplo mostrando os dois CPs e a média está apresentado na figura 5.24.

**Figura 5.24** – Curva de compactação típica obtida do CG



### Exemplo

Segue um exemplo passo a passo de uma dosagem Superpave, desde a verificação das propriedades das combinações de agregados até a determinação do teor de projeto de ligante. O exemplo foi retirado de FHWA (1995) e Motta *et al.* (1996). São consideradas três composições granulométricas, sendo, conforme recomendação Superpave, uma mistura miúda, uma graúda e uma intermediária. Daqui por diante as misturas tentativas são denominadas misturas 1, 2 e 3. Todas passam abaixo da zona de restrição, embora isso seja uma recomendação e não uma exigência, e atendem aos requisitos Superpave para agregados (capítulo 3), conforme indica a tabela 5.12, quais sejam: angularidade dos agregados graúdos e miúdos, partículas alongadas e achatadas e teor de argila (equivalente de areia).

**TABELA 5.12** – DADOS DOS AGREGADOS DAS MISTURAS TENTATIVAS 1, 2 E 3

Propriedades	Critério Superpave	Mistura tentativa 1	Mistura tentativa 2	Mistura tentativa 3
Angularidade graúdos, %	96%/90% mínimo	96%/92%	95%/92%	97%/93%
Angularidade miúdos, %	45% mínimo	48%	50%	54%
Alongadas/achatadas, %	10% máximo	0%	0%	0%
Equivalente areia, %	45 mínimo	59	58	54
Gsb combinado, g/cm <sup>3</sup>	NA	2,699	2,697	2,701
Gsa combinado, g/cm <sup>3</sup>	NA	2,768	2,769	2,767

NA=não aplicável.

Fonte: Elaborada pelos autores.

Seguindo o fluxograma indicado na figura 5.21, para cada uma das três composições granulométricas, molda-se um mínimo de dois corpos de prova no CGS, assumindo-se no exemplo um teor de 5,0% de ligante ( $P_l = 5\%$ ). Parte-se desse teor admitido com o objetivo de determi-

nar um teor de ligante inicial ( $P_{li}$ ) para cada granulometria, a partir dos parâmetros volumétricos em cada caso, conforme indicado a seguir.

- *Passo 1:* cálculo da Gse considerando máxima absorção de ligante pelos vazios dos agregados, conforme expressão 5.12,  $Gse = Gsb + F_a \times (Gsa - Gsb)$ , assumindo-se  $F_a = 0,8$ :

$$\text{Mistura 1: } Gse = 2,699 + 0,8 \times (2,768 - 2,699) = 2,754 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Mistura 2: } Gse = 2,697 + 0,8 \times (2,769 - 2,697) = 2,755 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Mistura 3: } Gse = 2,701 + 0,8 \times (2,767 - 2,701) = 2,754 \text{ g/cm}^3$$

- *Passo 2:* cálculo do volume de ligante absorvido pelo agregado ( $V_{la}$ ), por meio da expressão 5.17, assumindo  $Vv = 4\%$ ,  $Pl = 5\%$ , conseqüentemente,  $P_{ag} = 95\%$ , e  $G_l = 1,02$ :

$$V_{la} = \frac{P_{ag} \times (1 - Vv)}{\left( \frac{Pl}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse} \right)} \times \left( \frac{1}{Gsb} - \frac{1}{Gse} \right)$$

$$\text{Mistura 1: } V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left( \frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754} \right)} \times \left( \frac{1}{2,699} + \frac{1}{2,754} \right) = 0,0171 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

$$\text{Mistura 2: } V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left( \frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,755} \right)} \times \left( \frac{1}{2,697} + \frac{1}{2,755} \right) = 0,0181 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

$$\text{Mistura 3: } V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left( \frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754} \right)} \times \left( \frac{1}{2,701} + \frac{1}{2,754} \right) = 0,0165 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

- *Passo 3:* cálculo do volume de ligante efetivo ( $V_{le}$ ), conforme expressão 5.18,  $V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times \ln(TMN)$ , lembrando que TMN é dado em polegadas e, neste caso, as três misturas possuem o mesmo TMN:

$$\text{Misturas 1, 2 e 3: } V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times [\ln(0,75)] = 0,089 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

- *Passo 4:* cálculo da massa de agregado ( $M_{ag}$ ), em gramas, por meio da expressão 5.15:

$$M_{ag} = \frac{P_{ag} \times (1 - Vv)}{\left( \frac{Pl}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse} \right)}$$

$$\text{Mistura 1: } M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}} = 2,315 \text{ g}$$

$$\text{Mistura 2: } M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,755}} = 2,316 \text{ g}$$

$$\text{Mistura 3: } M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}} = 2,315 \text{ g}$$

- *Passo 5:* estimativa do teor de ligante inicial ( $P_{li}$ ), por meio da expressão 5.16:

$$P_{li} = \left[ \frac{G_l \times (V_{le} + V_{la})}{[G_l \times (V_{le} + V_{la}) + M_{ag}]} \right] \times 100$$

$$\text{Mistura 1: } P_{li} = \left[ \frac{1,02 \times (0,089 + 0,0171)}{1,02 \times (0,089 + 0,0171) + 2,315} \right] \times 100 = 4,46\%$$

$$\text{Mistura 2: } P_{li} = \left[ \frac{1,02 \times (0,089 + 0,0181)}{1,02 \times (0,089 + 0,0181) + 2,316} \right] \times 100 = 4,50\%$$

$$\text{Mistura 3: } P_{li} = \left[ \frac{1,02 \times (0,089 + 0,0165)}{1,02 \times (0,089 + 0,0165) + 2,315} \right] \times 100 = 4,44\%$$

Como no exemplo os  $P_{li}$  estimados foram muito próximos uns dos outros (diferença na segunda casa decimal, que não é viável na prática), admite-se um valor único inicial na tentativa para o prosseguimento da dosagem. Nesse caso foi admitido  $P_{li} = 4,4\%$  para as três misturas, ou seja, os corpos de prova para cada mistura são moldados nesse teor. Portanto, de modo a ficar consistente com o exemplo, assume-se aqui  $P_{li} = 4,4\%$  para as três misturas, afinal os dados da compactação se referem a este teor específico e único no qual foram moldados os corpos de prova.

De posse dos teores iniciais de ligante das três composições, um mínimo de dois corpos de prova para cada mistura tentativa é compactado no CGS. Em cada caso, são preparados dois volumes distintos de cada mistura para a determinação das respectivas  $Gmm$ . Todas as misturas devem passar por envelhecimento em estufa por 2 horas, na temperatura de compactação, antes de serem compactadas. Os números de giros ( $N_{inicial}$ ,  $N_{projeto}$  e  $N_{máximo}$ ) usados para compactação são determinados com base no volume de tráfego, conforme indicado na tabela 5.9.

Os dados da compactação giratória Superpave devem ser analisados calculando, para cada número de giros desejado, a massa específica aparente estimada ( $Gmb$ ) e a corrigida, esta última ainda como porcentagem da massa específica máxima teórica ( $Gmm$ ). Um exemplo de compactação de corpos de prova foi apresentado na tabela 5.11, lembrando que a correção da  $Gmb$  se dá em virtude do cálculo da  $Gmb$  estimada ser realizado considerando um volume do cilindro da amostra como sendo de superfície lisa, o que não corresponde à realidade. O volume verdadeiro é ligeiramente menor devido à presença de vazios na superfície da lateral do corpo de prova.

Realizando-se, a partir das respectivas compactações no CGS, os cálculos da tabela 5.11 para cada uma das três misturas deste exemplo, têm-se os valores de  $Gmb$  corrigidos apresentados na tabela 5.13. Observe-se que os valores devem ser relativos às médias de dois corpos de prova.

**TABELA 5.13** – VALORES DE *GMB* CORRIGIDOS E RESPECTIVOS CRITÉRIOS, DADOS COMO %*GMM*

<i>Gmb</i> corrigido, % <i>Gmm</i>	Critério	Mistura tentativa 1	Mistura tentativa 2	Mistura tentativa 3
% <i>Gmm</i> @ <i>N</i> <sub>inicial</sub>	< 89	87,1	85,6	86,3
% <i>Gmm</i> @ <i>N</i> <sub>projeto</sub>	96	96,2	95,7	95,2
% <i>Gmm</i> @ <i>N</i> <sub>máximo</sub>	< 98	97,6	97,4	96,5

Fonte: Elaborada pelos autores.

A partir das porcentagens da tabela 5.13 correspondentes ao *N*<sub>projeto</sub>, as porcentagens de vazios (*Vv*) e vazios no agregado mineral (*VAM*) são determinadas:

$$\text{Mistura 1: } Vv = 100\% - 96,2\% = 3,8\%$$

$$\text{Mistura 2: } Vv = 100\% - 95,7\% = 4,3\%$$

$$\text{Mistura 3: } Vv = 100\% - 95,2\% = 4,8\%$$

O *VAM*, em %, é dado por:

$$VAM = 100 - \left( \frac{\%Gmm @ N_{projeto} \times Gmm \times P_{ag}}{Gsb} \right) \quad (5.25)$$

Onde:

*Gsb* = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

*P<sub>ag</sub>* = 1 - *P<sub>li</sub>* = 1 - 0,044 = 0,956, assumido o mesmo para as três misturas.

Portanto,

$$\text{Mistura 1: } VAM = 100 - \left( \frac{96,2 \times 2,563 \times 0,956}{2,699} \right) = 12,7\%$$

$$\text{Mistura 2: } VAM = 100 - \left( \frac{95,7 \times 2,565 \times 0,956}{2,697} \right) = 13,0\%$$

$$\text{Mistura 3: } VAM = 100 - \left( \frac{95,2 \times 2,568 \times 0,956}{2,701} \right) = 13,5\%$$

A tabela 5.14 apresenta o resumo das informações de compactação das três misturas analisadas no exemplo.

**TABELA 5.14** – RESUMO DAS INFORMAÇÕES DA COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS TENTATIVAS

Mistura tentativa	% Ligante	% <i>Gmm</i> a <i>N</i> <sub>inicial</sub> ( <i>N</i> = 8)	% <i>Gmm</i> a <i>N</i> <sub>projeto</sub> ( <i>N</i> = 109)	% <i>Gmm</i> a <i>N</i> <sub>máximo</sub> ( <i>N</i> = 174)	<i>Vv</i> , % (para <i>N</i> <sub>projeto</sub> )	<i>VAM</i> , % (para <i>N</i> <sub>projeto</sub> )
1	4,4	87,1	96,2	97,6	3,8	12,7
2	4,4	85,6	95,7	97,4	4,3	13,0
3	4,4	86,3	95,2	96,5	4,8	13,5

Fonte: Elaborada pelos autores.



A premissa principal do projeto de mistura Superpave nível 1 é que a quantidade correta de ligante asfáltico seja usada em cada mistura tentativa de maneira a atingir exatamente 96% de *Gmm* ou 4% de vazios no  $N_{projeto}$ . Claramente, isso não aconteceu para nenhuma das misturas do exemplo. A mistura 1 contém uma quantidade de ligante levemente superior à necessária para atingir um volume de vazios de 4% no  $N_{projeto}$ , tendo apenas 3,8% de vazios. Além disso, o *VAM* da mistura 1 é muito baixo.

Cabe então ao projetista se perguntar caso tivesse usado menos asfalto na mistura 1 para obter 4% de vazios no  $N_{projeto}$ , se o *VAM* e outras propriedades requeridas poderiam ter melhorado a níveis aceitáveis. Para responder, uma estimativa de qual teor de ligante seria necessário para se obter  $Vv = 4\%$  (96% de *Gmm* no  $N_{projeto}$ ) é determinada para cada mistura tentativa usando a seguinte expressão empírica:

$$P_{l, estimado} = P_{li} - [0,4 \times (4 - Vv)] \quad (5.26)$$

Onde:

$P_{l, estimado}$  = teor de ligante estimado, em %;

$P_{li}$  = teor de ligante inicial (tentativa), em %, admitido 4,4% para as três misturas;

$Vv$  = vazios no  $N_{projeto}$ , em %.

Portanto, no exemplo:

$$\text{Mistura 1: } P_{l, estimado} = 4,4 - [0,4 \times (4 - 3,8)] = 4,3\%$$

$$\text{Mistura 2: } P_{l, estimado} = 4,4 - [0,4 \times (4 - 4,3)] = 4,5\%$$

$$\text{Mistura 3: } P_{l, estimado} = 4,4 - [0,4 \times (4 - 4,8)] = 4,7\%$$

As propriedades volumétricas (*VAM* e *RBV*) e de compactação da mistura são então estimadas para esses teores de ligantes. Essa etapa é exclusivamente realizada de modo a responder: "O que aconteceria às propriedades da mistura se tivesse sido usada a quantidade exata de ligante para obter  $Vv = 4\%$  no  $N_{projeto}$ ?" Pode-se assim realizar uma comparação apropriada das misturas tentativas.

A estimativa do *VAM*, em %, é feita por meio da expressão:

$$VAM_{estimado} = VAM_{inicial} + C \times (4 - Vv) \quad (5.27)$$

Onde:

$VAM_{inicial}$  = *VAM* do teor de ligante inicial tentativa;

$C$  = constante igual a 0,1 se  $Vv < 4,0\%$  e igual a 0,2 se  $Vv > 4,0\%$ .

A estimativa de *RBV*, em %, é dada por meio da expressão:

$$RBV_{estimado} = \frac{VAM_{estimado} - 4,0}{VAM_{estimado}} \quad (5.28)$$

No exemplo, as estimativas de *VAM* são as seguintes:

$$\text{Mistura 1: } VAM_{estimado} = 12,7 + 0,1 \times (4 - 3,8) = 12,7\%$$

$$\text{Mistura 2: } VAM_{\text{estimado}} = 13,0 + 0,2 \times (4 - 4,3) = 13,0\%$$

$$\text{Mistura 3: } VAM_{\text{estimado}} = 13,5 + 0,2 \times (4 - 4,8) = 13,3\%$$

E as de RBV as seguintes:

$$\text{Mistura 1: } RBV_{\text{estimado}} = \frac{12,7 - 4,0}{12,7} = 68,5\%$$

$$\text{Mistura 2: } RBV_{\text{estimado}} = \frac{13,0 - 4,0}{13,0} = 69,2\%$$

$$\text{Mistura 3: } RBV_{\text{estimado}} = \frac{13,4 - 4,0}{13,4} = 70,1\%$$

Estima-se ainda, considerando a situação ideal de  $V_v = 4\%$ , os seguintes dois parâmetros apresentados na tabela 5.14: (i) %Gmm a  $N_{\text{inicial}}$  e (ii) %Gmm a  $N_{\text{máximo}}$ , por meio de expressões que consideram o volume de vazios real atingido em cada caso (correspondente ao teor de ligante inicial tentativa), ou seja:

$$\%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} = \%Gmm_{\text{. tentativa @ } N_{\text{inicial}}} - (4,0 - V_v) \quad (5.29)$$

$$\%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} = \%Gmm_{\text{. tentativa @ } N_{\text{máximo}}} - (4,0 - V_v) \quad (5.30)$$

No exemplo em análise, obtêm-se os seguintes valores:

$$\begin{aligned} \text{Mistura 1: } \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} &= 87,1 - (4,0 - 3,8) = 86,9\% \\ \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} &= 97,6 - (4,0 - 3,8) = 97,4\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mistura 2: } \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} &= 85,6 - (4,0 - 4,3) = 85,9\% \\ \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} &= 97,4 - (4,0 - 4,3) = 97,7\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mistura 3: } \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} &= 86,3 - (4,0 - 4,8) = 87,1\% \\ \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} &= 96,5 - (4,0 - 4,8) = 97,3\% \end{aligned}$$

A tabela 5.15 apresenta o resumo das propriedades volumétricas e de compactação das misturas tentativas para o correspondente teor de ligante asfáltico estimado que resulta em 4% de vazios no  $N_{\text{projeto}}$ , partindo-se de um teor de ligante inicial tentativa de 4,4%

**TABELA 5.15 – RESUMO DAS INFORMAÇÕES DAS MISTURAS TENTATIVAS PARA  $V_v = 4\%$  NO  $N_{\text{PROJETO}}$**

Mistura tentativa	Ligante tentativa, %	Ligante estimado, %	VAM, %	RBV, %	%Gmm @ $N_{\text{inicial}}$ (N = 8)	%Gmm @ $N_{\text{máximo}}$ (N = 174)
1	4,4	4,3	12,7	68,5	86,9	97,4
2	4,4	4,5	13,0	69,2	85,9	97,7
3	4,4	4,7	13,3	70,1	87,1	97,3

Fonte: Elaborada pelos autores.

As propriedades estimadas são comparadas com os critérios de projeto. Para o tráfego de projeto e o tamanho máximo nominal (TMN) dos agregados, os critérios volumétricos e de com-

pactação são os seguintes:  $V_v = 4\%$ ;  $VAM > 13\%$  para TMN 19,0 mm;  $RBV = [65\%, 75\%]$  para N entre 10 e  $30 \times 10^7$ ;  $\%Gmm @ N_{inicial} < 89\%$ ;  $\%Gmm @ N_{máximo} < 98\%$ .

Por fim, há uma faixa requerida para a proporção de pó/asfalto (*dust/asphalt*). Este critério é constante para todos os níveis de tráfego. Ele é calculado como uma porcentagem em massa do material passante na peneira nº 200 (0,075 mm) dividido pelo teor de ligante efetivo (este em % da massa da mistura). O teor de ligante efetivo ( $P_{le, estimado}$ ), em %, é determinado como segue:

$$P_{le, estimado} = -(P_{ag} \times G_l) \times \left( \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} \times G_{sb}} \right) + P_{l, estimado} \quad (5.31)$$

Onde:

$G_{sb}$  = massa específica aparente da composição de agregados,  $g/cm^3$ ;

$G_{se}$  = massa específica efetiva da composição de agregados,  $g/cm^3$ ;

$G_l$  = massa específica do ligante,  $g/cm^3$ ;

$P_{ag}$  = percentual de agregados na mistura, % em massa;

Para as misturas do exemplo:

$$\text{Mistura 1: } P_{le, estimado} = -(95,7 \times 1,02) \times \left( \frac{2,754 - 2,699}{2,754 \times 2,699} \right) + 4,3 = 3,6\%$$

$$\text{Mistura 2: } P_{le, estimado} = -(95,5 \times 1,02) \times \left( \frac{2,755 - 2,697}{2,755 \times 2,697} \right) + 4,5 = 3,7\%$$

$$\text{Mistura 3: } P_{le, estimado} = -(95,3 \times 1,02) \times \left( \frac{2,754 - 2,701}{2,754 \times 2,701} \right) + 4,7 = 4,0\%$$

Verificando agora a proporção de pó/asfalto ( $P/A$ ), dada por:

$$P/A = \frac{\text{passante } N^{\circ} 200}{P_{le, estimado}} \quad (5.32)$$

Tem-se que,

$$\text{Mistura 1: } P/A = \frac{3,1}{3,6} = 0,86$$

$$\text{Mistura 2: } P/A = \frac{2,9}{3,7} = 0,78$$

$$\text{Mistura 3: } P/A = \frac{3,5}{4,0} = 0,88$$

Todas as  $P/A$  estão dentro da especificação, qual seja, entre 0,6 e 1,2.

Após estimar todas as propriedades das três misturas, o projetista pode observar os valores e decidir se uma ou mais são aceitáveis ou se misturas tentativas adicionais devem ser avaliadas.

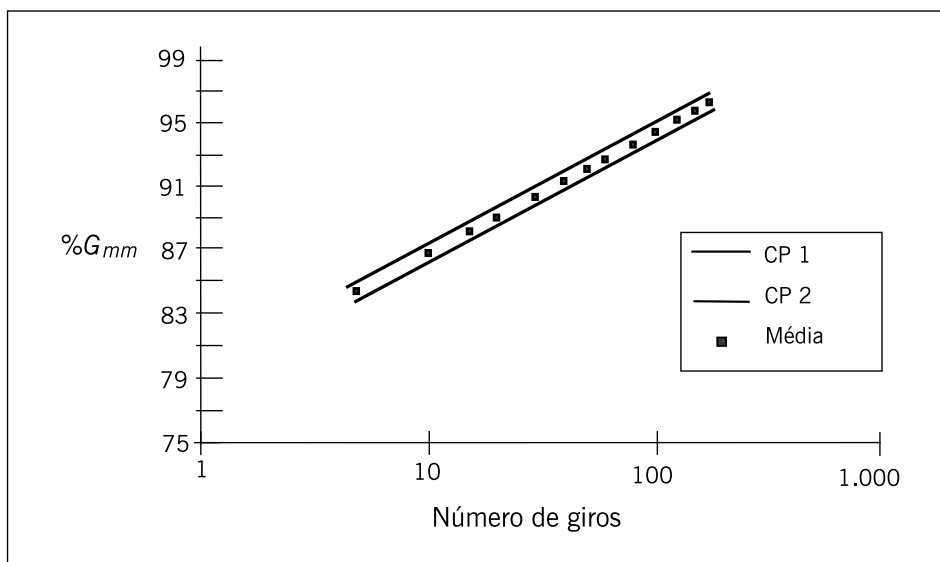
- a mistura 1 é inaceitável com base no critério de  $VAM$  mínimo;
- a mistura 2 é aceitável, mas o  $VAM$  está no mínimo;
- a mistura 3 tem um valor de  $VAM$  aceitável bem como atende ao critério para  $RBV$ , proporção  $P/A$  e aos critérios de compactação.

A partir desses dados, a mistura 3 é selecionada como sendo o projeto do esqueleto mineral do agregado. Um mínimo de dois corpos de prova é compactado a cada um dos seguintes quatro teores de asfalto (Superpave exige um mínimo de quatro teores):  $P_{l,estimado}$  (4,7% para a mistura 3 do exemplo);  $P_{l,estimado} \pm 0,5\%$  (ou seja, 4,2% e 5,2%);  $P_{l,estimado} + 1,0\%$  (ou seja, 5,7%).

Um mínimo de dois corpos de prova também é preparado para a determinação da massa específica máxima teórica no teor de ligante estimado. Corpos de prova são preparados e testados da mesma maneira que na etapa de seleção do projeto de estrutura do agregado. A figura 5.25 ilustra a compactação dos dois corpos de prova da mistura 3 com 4,2% de ligante asfáltico. Curvas semelhantes são obtidas para os outros três teores.

As propriedades são avaliadas para a mistura selecionada com diferentes teores de ligante usando-se os dados de compactação no  $N_{inicial}$ ,  $N_{projeto}$  e  $N_{máximo}$ . As tabelas a seguir mostram as propriedades volumétricas e de compactação da mistura, com a variação do teor de ligante.

**Figura 5.25** – Curva de compactação da mistura 3 com 4,2% de ligante e tamanho máximo nominal de 19 mm



Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.16** – RESUMO DAS INFORMAÇÕES DA MISTURA 3

Ligante, %	%Gmm @ $N_{inicial}$ (N=8)	%Gmm @ $N_{projeto}$ (N=109)	%Gmm @ $N_{máximo}$ (N=174)	Vv, %	VAM, %	RBV, %	Massa específica, g/cm <sup>3</sup>
4,2	85,8	94,5	95,8	5,5	13,4	59,3	2,441
4,7	87,1	96,1	97,5	3,9	13,2	70,1	2,461
5,2	87,4	97,0	98,5	3,0	13,4	77,9	2,467
5,7	88,6	98,1	99,8	1,9	13,6	86,2	2,476

Fonte: Elaborada pelos autores.

As propriedades volumétricas são calculadas no número de giros de projeto ( $N_{projeto}$ ) para cada teor de ligante asfáltico testado. A partir desses dados pontuais o projetista pode gerar gráficos do teor de vazios, VAM e RBV versus teor de ligante asfáltico. O teor de ligante de projeto é estabelecido para um volume de vazios de 4%. Neste exemplo, o teor de ligante é de 4,7%, valor que corresponde praticamente a  $Vv = 4\%$  no  $N_{projeto} = 109$  giros. Todas as outras propriedades são verificadas no teor de projeto quanto ao atendimento dos critérios. Os valores

de projeto para uma mistura nominal de 19,0 mm (mistura 3) são apresentados na tabela 5.17 juntamente com os critérios correspondentes.

**TABELA 5.17 – PROPRIEDADES DE PROJETO DA MISTURA COM 4,7% DE LIGANTE**

Propriedades da mistura	Resultado	Critério
Vv	4,0%	4,0%
VAM	13,2%	13,0 mínimo
RBV	70,1%	65% a 75%
Proporção pó/asfalto	0,88	0,6 a 1,2
%Gmm @ $N_{inicial}=8$	87,1%	< 89%
%Gmm @ $N_{máximo}=174$	97,5%	< 98%

Fonte: Elaborada pelos autores.

A próxima etapa no projeto Superpave nível 1 é avaliar a sensibilidade à umidade do projeto da mistura final escolhida, o que é feito por meio do ensaio expresso pela norma DNIT ME 180/2018, conhecido como dano à umidade induzida (DUI). Ensaio adicionais de previsão de desempenho são usados nos níveis 2 e 3, mas não são abordados de forma específica neste livro, sendo o leitor referido a Motta *et al.* (1996) para uma apresentação desses ensaios. O capítulo 6 apresenta, com detalhes, os diversos ensaios mecânicos que têm sido usados no Brasil para avaliação mecânica de misturas asfálticas e que hoje fazem parte do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNIT.

### Dano por umidade induzida

Este ensaio veio substituir a verificação da adesividade entre os agregados e o ligante asfáltico, tradicionalmente examinada por ensaios visuais de recobrimento dos agregados após ação de fervura em água dos agregados previamente recobertos por ligante asfálticos ou outra forma de induzir o descolamento do ligante da superfície dos agregados, tal como descrito na norma DNER ME 078 (1994). Em vários países, há algumas décadas migrou-se para ensaios mecânicos de verificação da integridade da cobertura asfáltica dos agregados e da coesão entre agregados recobertos, em substituição aos ensaios de avaliação subjetiva visual, sendo que a norma AASHTO T 283 teve sua primeira edição em 1989. No Brasil, essas técnicas de verificação de adesividade por meio de ensaios mecânicos na mistura asfáltica vêm sendo empregadas há cerca de duas décadas (MOURA, 2001; DNIT ME 180/2018).

O dano é resultante dos efeitos da saturação parcial com água dos vazios dos corpos de prova de misturas asfálticas compactadas com volume de vazios controlado por especificação de ensaio, e do condicionamento acelerado dos corpos de prova ora em água aquecida, ora eventualmente com um ciclo de congelamento-degelo, usados para intensificar o dano nas ligações do ligante ao agregado e, assim, prever a suscetibilidade de descolamento do filme de ligante asfáltico dos agregados, a curto e a longo prazo. Dependendo das características dos agregados, se ácidos ou básicos, esses ensaios visam avaliar a eficiência de aditivos líquidos conhecidos como “dope” (*antistripping*) ou melhoradores de adesividade, que são adicionados ao aglutinante asfáltico ou ainda no estado sólido pulverulento, como cal hidratada ou cimento Portland, que são adicionados ao agregado mineral visando melhorar a compatibilidade entre agregados e ligante asfáltico.

No Brasil, a norma DNIT 180/2018 descreve esse procedimento, que é similar ao método T283 da AASTHO, sendo que este tem sua versão mais atualizada também de 2018.

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, 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 tabela 5.18 apresenta um resumo dos ensaios 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 5.18 – ENSAIOS DE SENSIBILIDADE À UMIDADE PARA CORPOS DE PROVA COMPACTADOS**

Teste	ASTM	AASHTO	Outros
<i>Moisture vapor susceptibility</i>			California Test 307
<i>Immersion-compression</i>	D1075	T 165	ASTM STP 252
<i>Marshall immersion</i>			Stuart, 1986
<i>Freeze-thaw pedestal test</i>			Kennedy <i>et al.</i> , 1982
<i>Original Lottman indirect tension</i>			NCHRP Report 246 (LOTTMAN, 1982) Transportation Research Board 515 (1974)
<i>Modified Lottman indirect tension</i>	T 283		NCHRP Report 274 (TUNNICLIFF; ROOT, 1984)
<i>ECS with resilient modulus</i>			SHRP-A-403 (AL-SWAILMI; TERREL, 1994)
<i>Hamburg wheel tracking</i>		T 234	1993 Tex-242-F
<i>Asphalt pavement analyzer</i>		T 340	Método em estudo na ASTM
<i>ECS/SPT (environmental conditioning system/simple performance test)</i>			NCHRP 9-34 2002 (2007)

Fonte: Adaptado de Solaimanian *et al.*, 2004.

O ensaio de sensibilidade à ação deletéria da água, ou dano por umidade induzida, usado atualmente no Brasil (DNIT 180/2018) segue o procedimento descrito em AASHTO T 283, que foi baseado no trabalho de Lottman (NCHRP Project 4-08), e um trabalho posterior realizado por Tunnicliff e Root (NCHRP Project 10-17); 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 ou Superpave, e pode ser resumido nos passos descritos a seguir:

- moldar seis CPs similares com 1.200 g 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 CPs, colocando-os dentro de sacos plásticos para proteção e imersão em banho de água a  $25^{\circ}\text{C}$  por  $2 \pm 1$  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 97–502 mmHg por 5 a 10 minutos, a fim de obter grau de saturação dos vazios entre 55 e 80% de água;

- d) envolver os CPs em filme plástico e colocar cada CP dentro de um saco plástico com 10 ml de água adicionais, vedando-os em seguida; colocar o segundo conjunto de três CPs para congelamento (-18°C) por um período mínimo de 16 h. É muito importante ressaltar que essa fase do congelamento não está associada à representação das condições climáticas locais, sendo simplesmente uma forma de criar microfissuras que permitam a saturação mais eficiente do corpo de prova, visando ressaltar o que ocorre no campo com o tempo e o tráfego;
- e) imergir esse conjunto de três CPs em um banho de 60°C por um período de  $24 \pm 1$  h, retirando-se os CPs dos sacos plásticos e do filme logo após a imersão;
- f) retirar o conjunto de três CPs do banho a 60°C e imergi-los em um banho a 25°C por um período de  $2 \pm 1$  h;
- g) realizar ensaio de resistência à tração no primeiro conjunto de três CPs não condicionados (RT) e no segundo conjunto de três CPs após todo o ciclo de condicionamento (RT<sub>u</sub>); sendo esse ensaio de resistência à tração realizado segundo a norma DNIT 136/2018 (comentada no próximo capítulo);
- h) calcular a resistência à tração retida por umidade induzida: razão entre RT<sub>u</sub> e RT.

A figura 5.26(a) a (d) ilustra alguns passos adotados no processo de condicionamento e ensaio de RT e RT<sub>u</sub> dos CPs do segundo conjunto.

A sensibilidade à água é avaliada pela relação entre a resistência à tração estática média do subgrupo de CPs condicionados e do subgrupo de controle, sendo a relação mínima de 70% a 80%, dependendo da especificação do órgão rodoviário de referência.

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 pelo método 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 CP durante o processo. Assim, 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 fazendo o acompanhamento dos vazios até o número de giros igual ao N<sub>projeto</sub>.

**Figura 5.26** – Passos para o condicionamento acelerado e para a determinação da RT para o ensaio de DUI de misturas asfálticas compactadas



Fonte: Elaborada pelos autores.

A tabela 5.19 apresenta como exemplo os resultados obtidos para a resistência à tração por compressão diametral após o condicionamento (saturação parcial, 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).

**TABELA 5.19** – RESULTADOS DE RT, RTU E RRT PARA DUAS MISTURAS ASFÁLTICAS ANALISADAS

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

Fonte: Vasconcelos, 2004.

No caso de misturas contínuas, o valor mínimo de RRT para que a amostra seja aprovada é em geral de 70%. Para as misturas SMA, o limite mínimo para RRT de 70% também tem sido adotado, segundo a especificação AASHTO M 325/08. Um fator importante a ser levado em consideração é a eventual presença de fíleres ativos, 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 apre-



sentar bom comportamento à ação deletéria da água, mesmo quando os agregados apresentam resultados satisfatórios. O ensaio de dano por umidade induzida em CPs de mistura asfáltica compactada foi normalizado também pela ABNT com a norma ABNT NBR 15617/2015.

### **Considerações finais da dosagem de misturas a quente**

Algumas das primeiras comparações entre a dosagem Marshall e Superpave no país foram feitas por Marques (2004), Vasconcelos (2005) e Nascimento (2008). Também deve-se considerar que o ajuste da curva granulométrica mais adequada para os agregados disponíveis pode e deve ser avaliada segundo dois métodos: o denominado método de Bailey, sendo um dos primeiros estudos no Brasil feito por Cunha (2004) e o método FAD, introduzido no Brasil por Ferreira *et al.* (2015). Tratam-se de ajustes por volume que ajudam a otimizar o esqueleto mineral, tornando mais adequado o comportamento mecânico das misturas asfálticas densas. O método Bailey para seleção de granulometria de agregados é baseado no conceito de empacotamento, que depende da forma, textura e resistência dos agregados, do esforço de compactação e da granulometria, e também se aplica a misturas descontínuas como o tipo SMA. A norma do método Bailey foi proposta para o DNIT em 2019 e está em fase de aprovação.

Outra informação importante é que mais recentemente a dosagem para o volume de vazios de 4% tem sido questionada devido à prática de, no campo, aceitar graus de compactação menores do que 100% em relação ao projeto da mistura asfáltica em laboratório. Isto leva a que o volume de vazios seja muito diferente do definido para os 4% de vazios e durante o tempo em que o revestimento está sendo utilizado com maior teor de vazios pode estar mais poroso e permitir a entrada de água assim como não apresentar as características mecânicas necessárias ao bom funcionamento do pavimento. Surgiu assim o que tem sido chamado de Superpave 5, indicando a nova proposição de dosagem e de aplicação no campo para volume de vazios de 5%.

Nas dosagens Marshall e Superpave em geral se fixa o volume de vazios em 4%, aceitando na compactação inicial no campo vazios de até 7%, acreditando que no fim da vida o revestimento estará com os 4% de vazios pela sobrecompactação do tráfego. Na França tem-se também para algumas misturas densas a dosagem para 5% e execução que alcance os 5% de vazios.

Uma referência para essa nova visão da dosagem é a publicação NCHRP 20-07/Task 412 (TRAN *et al.*, 2018), que embasa as várias propostas de mudança na dosagem Superpave que decorrem em parte da mudança do volume de vazios de dosagem e inicial de construção.

Como outra referência, na publicação NCAT Report 19-08 (TRAN *et al.*, 2019) estão apresentadas várias proposições de ajustes a serem feitos no método Superpave de dosagem de forma a melhorar o desempenho das misturas asfálticas tanto em relação à deformação permanente quanto à fadiga, entre elas o uso do volume de vazios de 5%, que também muda a energia de compactação e as características volumétricas a serem atendidas e, também, fazem uso do método Bailey.

A visão inicial do método Superpave de dosagem de concreto asfáltico era incluir ensaios de desempenho na fase de dosagem além dos parâmetros volumétricos. No entanto, a utilização dos ensaios mecânicos de desempenho não foi efetivamente incorporada em muitas obras, não chegando a se tornar rotineira. No início, o afundamento de trilha de roda foi considerado o principal defeito do concreto asfáltico, mas com o tempo percebeu-se que eventualmente as misturas eram dosadas com um teor de asfalto baixo para evitar a deformação permanente e acabavam ficando mais suscetíveis à fadiga e com menor durabilidade. Além disso, durante as

obras não se atingia os 4% de vazios inicialmente e assim a porosidade (volume de vazios) ficava maior, permitindo a entrada da água. Assim, foram revistos alguns critérios iniciais visando melhorar o desempenho das misturas asfálticas (TRAN *et al.*, 2019).

Várias pesquisas e consultas aos órgãos rodoviários foram feitas nos últimos anos nos EUA e três ajustes foram identificados como potencialmente necessários para proporcionar melhoria no desempenho do revestimento. Um caminho para essa melhoria foi passar a utilizar o volume de vazios de 5% (Superpave 5) e, também, incentivar o uso do método Bailey para o ajuste da granulometria combinada dos diversos tamanhos dos agregados usados na dosagem. As sugestões que tiveram maior número de respostas foram: passar a utilizar com mais frequência o asfalto polímero, modificar o volume de vazios, alterar o projeto da mistura asfáltica, mudar a aceitabilidade do grau de compactação no campo e diminuir o número de giros de compactação no laboratório por ocasião da dosagem.

Comparando o atual método de dosagem Superpave com o descrito anteriormente, foram feitas as seguintes modificações:

- o volume de vazios de projeto passou de 4% para 5% e o grau de compactação aceito no campo passou a ser de 100%;
- para manter o volume efetivo de ligante asfáltico, o *VAM* também foi aumentado em 1%;
- os níveis de número de giros foram alterados de 125, 100 e 75 para 70, 50 e 30 giros.

Afora essas mudanças principais, foi mantido o tipo de compactador giratório, as mesmas propriedades de consenso dos agregados em função do tráfego, as espessuras típicas e outras práticas do Superpave.

A especificação AASTHO M323/2017 traz essas modificações atualizadas.

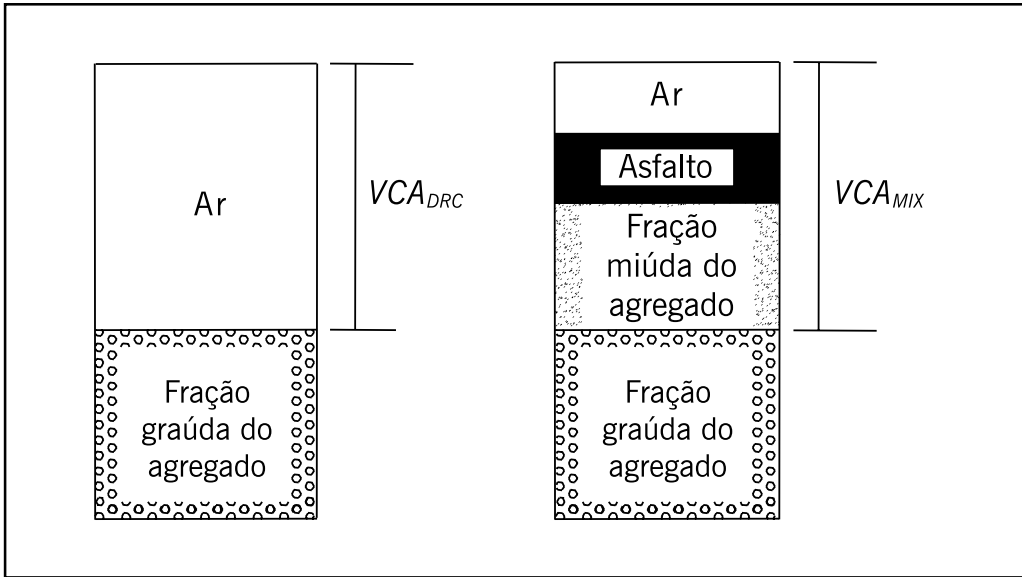
No estado de Indiana (EUA) foi aprovada em 2020 a utilização da dosagem pelo volume de vazios de 5% (401.05 Volumetric Mix Design), mudando a relação pó/ligante e referindo-se ainda às peneiras de controle do Bailey, que consta da relação de normas e especificações de 2020 do Indot Standard Specification. Desde 2019 os contratos de obras também especificam a dosagem com 5% de vazios, por memorando do diretor de construção do departamento (CONSTRUCTION MEMORANDUM 19-03) na parte que trata do controle de qualidade dos concretos asfálticos.

O método Bailey tem sido utilizado no Brasil há alguns anos e está sendo normalizado pelo DNIT. Deve ser consultada regularmente a página do DNIT para se tomar conhecimento das novas normas e especificações de serviço que se espera sejam revistas regularmente.

#### 5.3.4 Mistura asfáltica tipo SMA

O *stone matrix asphalt* (SMA), apresentado no capítulo 4, deve necessariamente apresentar um esqueleto pétreo onde seja garantido o contato entre os grãos de agregados graúdos. Esse contato é garantido quando o  $VCA_{MIX}$  (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada) é menor ou igual ao  $VCA_{DRC}$  (vazios da fração graúda do agregado compactado) (NAPA, 2002) – figura 5.27. Ou seja, é necessário que os agregados graúdos, em sua grande maioria com dimensões similares, toquem-se, formando vazios que devem ser ocupados, em parte, por um mástique, composto por agregados na fração areia, fíler, asfalto e fibras. Deve-se sempre manter vazios com ar para que a mistura não exsude e possa ainda sofrer compactação adicional pelo tráfego.

**Figura 5.27** – Representação esquemática dos parâmetros volumétricos de controle do SMA



Fonte: Elaborada pelos autores.

Os parâmetros  $VCA_{MIX}$  e  $VCA_{DRC}$  podem ser obtidos utilizando-se as expressões (5.33) e (5.34):

$$VCA_{DRC} = \left( \frac{G_{sb-g} G_W - G_s}{G_{sb-g} G_W} \right) \times 100 \quad (5.33)$$

Onde:

$VCA_{DRC}$  = vazios da fração graúda do agregado compactado, %;

$G_s$  = massa específica da fração graúda do agregado seco compactado, kg/dm<sup>3</sup> (DNER-ME 153/97);

$G_W$  = massa específica da água (998 kg/m<sup>3</sup>);

$G_{sb-g}$  = massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm<sup>3</sup>.

$$VCA_{MIX} = 100 - \left( \frac{G_{mb}}{G_{sb-g}} \times P_{CA} \right) \quad (5.34)$$

Onde:

$VCA_{MIX}$  = vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada, %;

$G_{mb}$  = massa específica aparente da mistura compactada, g/cm<sup>3</sup>;

$G_{sb-g}$  = massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm<sup>3</sup>;

$P_{CA}$  = % de fração graúda do agregado em relação ao peso total da mistura.

A fração de agregado graúdo é definida como sendo a porção relativa à mistura total de agregados, retida numa determinada peneira que varia de acordo com o diâmetro máximo nominal dos agregados, como apresentado na tabela 5.20.

O projeto de mistura do SMA, segundo a Napa (1999), deve seguir ainda os requisitos mínimos apresentados na tabela 5.21. Os parâmetros de volume de vazios,  $VAM$  e estabilidade são obtidos com corpos de prova Marshall compactados com 50 golpes de cada lado. A Napa

também indica a compactação no equipamento giratório, sendo que os mesmos valores são fixados para amostras após 100 giros.

**TABELA 5.20 – DEFINIÇÃO DA FRAÇÃO GRAÚDA**

Diâmetro máximo nominal dos agregados		Porção de agregado retida na peneira	
mm	Peneira	mm	Numeração
25	1"	4,75	Nº 4
19	¾"	4,75	Nº 4
12,5	½"	4,75	Nº 4
9,5	⅜"	2,36	Nº 8
4,75	Nº 4	1,18	Nº 16

Exemplo: Para uma mistura com diâmetro máximo nominal de 25 mm, o agregado graúdo é a porção da mistura total de agregados que fica retida na peneira de 4,75 mm de abertura (peneira nº 4).

Fonte: Napa, 1999.

**TABELA 5.21 – ESPECIFICAÇÃO PARA MISTURAS SMA UTILIZANDO MÉTODO MARSHALL**

Propriedade	Requerido
Cimento asfáltico, %, mínimo	6
% de vazios com ar	4
VAM, %, mínimo	17
% $VCA_{MIX}$	$< VCA_{DRC}$
Estabilidade, N, mínimo	6.200
RTR, %, mínimo	70
Escorrimento na temperatura de usinagem, %, máximo	0,3

Fonte: Napa, 1999.

A RTR é obtida de acordo com procedimento da norma do DNIT 180/2018, que avalia o dano por umidade induzida, descrita no item anterior sobre a dosagem do CA.

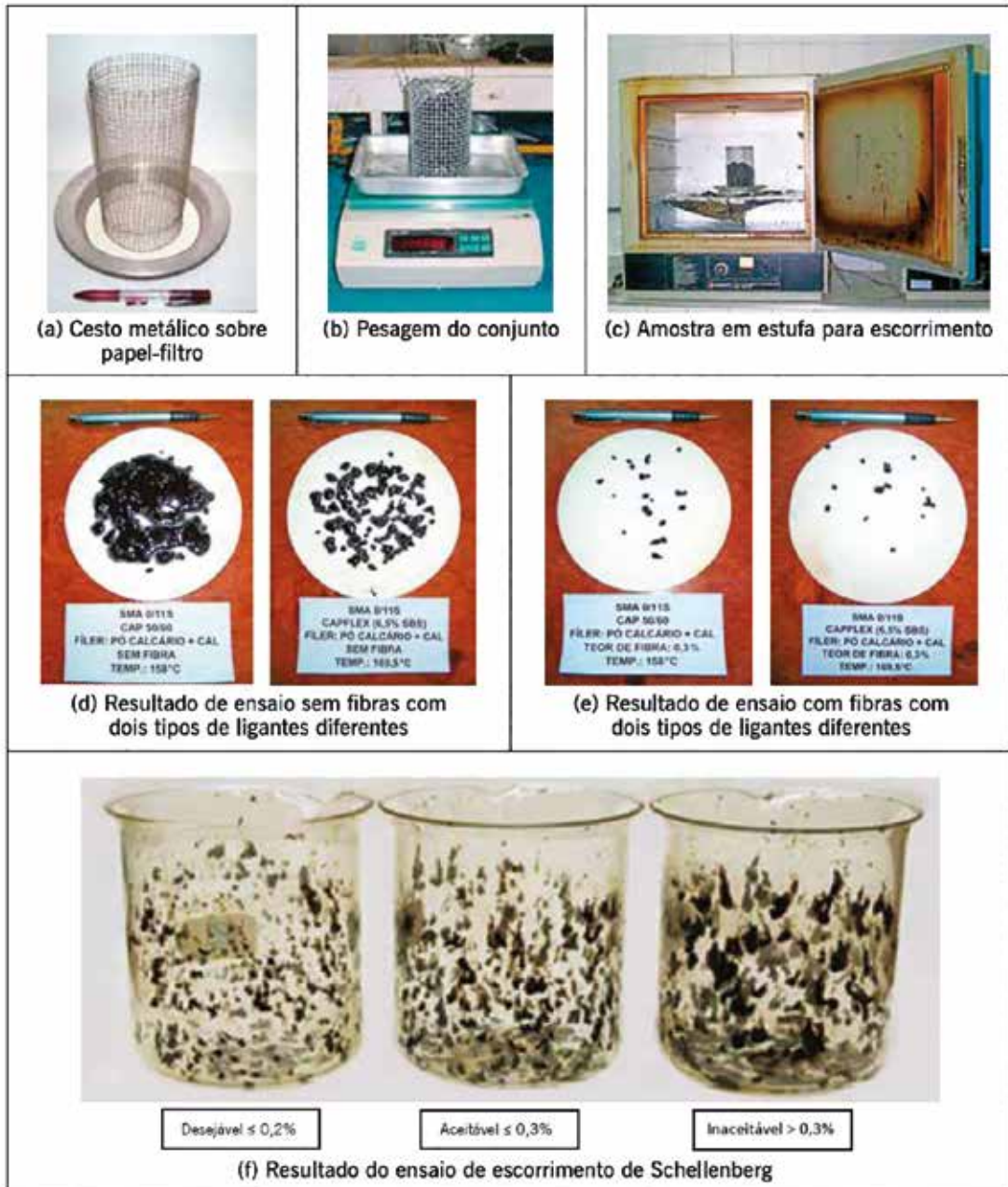
O valor de escorrimento do ligante asfáltico segue a norma AASHTO T 305-97. O ensaio de escorrimento é utilizado para determinar a quantidade de ligante asfáltico que potencialmente poderá escorrer da mistura de SMA. É estabelecido um valor máximo admitido no ensaio laboratorial de forma a evitar perda de ligante no transporte, na aplicação e na compactação do SMA. Em linhas gerais, o ensaio consiste em inserir uma amostra de no mínimo 1.200 g de SMA usinado, utilizando a faixa granulométrica, teor de ligante e de fibras que se deseja testar, em um cesto cilíndrico confeccionado com tela metálica de abertura 6,3 mm, com fundo suspenso, afastado do fundo. Pesa-se e insere-se o conjunto apoiado em um papel-filtro, dentro de uma estufa regulada na temperatura de compactação por  $1\text{ h} \pm 1\text{ min}$  (figura 5.28). Transcorrido o tempo, retira-se o conjunto da estufa e pesa-se a folha de papel-filtro novamente que poderá conter ligante escorrido da mistura.

A figura 5.28 (d) e (e) ilustram resultados obtidos com SMA com e sem fibras de celulose, e usinado com dois ligantes distintos, um convencional e um modificado por polímero SBS. Observe-se o efeito benéfico das fibras e de ligantes modificados para reduzir o escorrimento. A porcentagem de escorrimento é expressa pela massa de ligante escorrida e depositada sobre o papel-filtro dividida pela massa total da mistura inserida inicialmente no cesto.

A determinação da quantidade de fibras necessária para a mistura SMA também pode ser feita empregando-se o método alemão conhecido por Schellenberg, originalmente concebido

para esse fim – figura 5.28(f). De forma resumida, esse método utiliza 1.000 g da mistura asfáltica, com as características que serão utilizadas no revestimento, despejada dentro de um béquer, previamente tarado. O recipiente com seu conteúdo é levado à estufa na temperatura de compactação por  $1\text{ h} \pm 1\text{ min}$ . Decorrido esse período, o conjunto é removido da estufa e o conteúdo é imediatamente despejado em outro recipiente. Pesa-se novamente o béquer e calcula-se a massa de ligante que eventualmente tenha ficado preso à sua superfície. Essa porcentagem não deve exceder 0,3% para ser considerada satisfatória, sendo desejável que seja inferior ou igual a 0,2%.

**Figura 5.28** – Ensaio de escorrimento de ligante asfáltico de mistura SMA (fotos: (a), (b) e (c) Silva, 2005; (d) e (e) Mourão, 2003; (f) Erdlen, 2004)



Fonte: Elaborada pelos autores.

Um livro disponível na internet dedicado a apresentar os vários aspectos das misturas SMA é o de Blazejowski (2011), que descreve as misturas asfálticas SMA desde a sua origem e concepção na Alemanha, as diferenças ao redor do mundo anos depois, passando pela formação do esqueleto pétreo e do mástique, os vários produtos ou fibras que têm sido utilizados, os requisitos aplicados em alguns países, as formas de fazer a dosagem, usar e aplicar no campo, além de discussões sobre as especificações, entre outros pontos.

A norma europeia EN 13108-5 (2016) descreve as misturas asfálticas SMA como descontínuas, compostas de um esqueleto pétreo de agregado graúdo britado (*stone*), aglutinadas por um mástique composto dos finos com o ligante e apresenta os vários requisitos a serem atendidos.

Também há estudos sobre SMA usando material fresado e processado do tipo mistura morna (ALINEZAD; SAHAF, 2019, DEVULAPALLI *et al.*, 2019; entre outros). Outros autores pesquisaram sobre o uso de asfalto borracha em SMA (NEVES FILHO, 2004; LU, 2007), entre outros.

A mistura asfáltica do tipo SMA, ao longo desses vários anos que já vem sendo aplicada mostrou ser muito resistente à deformação permanente e com bom comportamento mecânico em geral. O projeto de dosagem deve levar em conta que o sucesso desse tipo de composição granulométrica está em garantir o contato dos agregados graúdos entre si, o que garante o atrito necessário para uma boa resistência ao cisalhamento, enquanto a parcela de “argamassa” rica em asfalto fornece elevada coesão. Esse sucesso é garantido pelo tipo de esqueleto mineral que se forma, que é preenchido com ligante modificado que forma um mástique com os agregados finos, tendo as fibras para garantir o não escorrimento do asfalto durante o trajeto e a construção. Para isso, vários requisitos devem ser atendidos, entre eles:

- agregados pétreos britados com Los Angeles < 30%, forma cúbica, com no máximo 30% de agregados com relação 3:1 e 5% com relação 5:1;
- a curva granulométrica descontínua deve ser obedecida rigorosamente; a curva granulométrica deve atender à proporção de 20 a 28% passante na peneira de 4,75 mm (nº 4), e 8 a 10% na peneira nº 200;
- deve atender a todos os requisitos da especificação quanto aos parâmetros volumétricos e teor de asfalto, usar asfalto modificado por polímero e fibras ou outro agente estabilizador do escorrimento do ligante;
- na aplicação no campo manter a velocidade dos rolos e utilizar dois ou três rolos compactadores para atingir rapidamente a densidade de projeto, cuidando de todos os detalhes durante a usinagem, transporte, aplicação e compactação.

Algumas especificações de SMA já estão disponíveis em concessionária, tal como em Arteris (2015), ou órgão estadual (DER SP – DER – ET P 00/031, 2007).

A especificação técnica do DER-SP menciona três tipos de ensaios para determinação do escorrimento do ligante asfáltico e conseqüente especificação do percentual de fibras: ASTM D 9690, AASHTO T 305 ou ensaio de Schellenberg.

Muitos estudos e publicações sobre SMA já foram feitos no Brasil ao longo dos últimos 20 anos e devem ser consultados para maiores esclarecimentos sobre esse tipo de mistura asfáltica, inclusive alguns avaliaram diferentes tipos de fibra para diminuir o escorrimento do ligante e até sem o uso de fibra. Várias obras também já usaram SMA, sendo a primeira aplicação feita no Autódromo de Interlagos em São Paulo para receber o Grande Prêmio Brasil de Fórmula 1, em 2000 (BELIGNI *et al.*, 2000).

Outras obras pioneiras foram feitas na via Anchieta – 2001 São Paulo/SP; Corredor Tecnológico em 2002 Barueri/SP; via Dutra em 2002 Arujá/SP; trechos em rodovias sob a responsabilidade da Concessionária Rodovia das Colinas em 2003 SP e aplicações de mistura SMA em rodovias nos estados de São Paulo, Minas Gerais e Paraná, além do uso urbano em São Paulo, Rio de Janeiro e Salvador ao longo desses anos. Citam-se alguns dos autores a seguir: Reis (2002); Chaves *et al.* (2002); Mourão (2003); Neves Filho (2004); Silva (2005); Vale; Soares (2005); Oda *et al.* (2005), Vale *et al.* (2007); Ramos (2012); Leal e Castro (2012); Silva (2012); Valença (2012); El-Hage (2012); Tavares (2012); Miranda *et al.* (2013); Gomes (2015); Ramos (2015); Cavalcante *et al.* (2016); Pires (2018); entre outros.

### **Outras misturas asfálticas de granulometria descontínua**

Como uma mistura asfáltica também de granulometria descontínua, embora não porosa, podem-se citar as misturas denominadas de *gap-graded*. São curvas granulométricas bem diferenciadas quanto à distribuição percentual dos agregados por peneira. Trata-se de uma mistura descontínua amplamente utilizada na Califórnia em serviços de pavimentação com asfalto-borracha. No Brasil, essa mistura com asfalto-borracha, já foi utilizada por várias concessionárias, destacando a Ecovias dos Imigrantes, com extensa e bem-sucedida obra no sistema Anchieta/Imigrantes. Mistura executada a quente em usina apropriada, constituída de agregado graúdo, agregado miúdo, material de enchimento (fíler) em granulometria descontínua e ligante asfáltico modificado por borracha moída de pneus, devendo ser espalhada e compactada a quente. Visa à obtenção de camada de alta resistência à deformação permanente e melhoria das condições de aderência em pista molhada.

A concessionária Arteris apresenta a especificação de serviço ES 27 (2021), onde são indicadas as características a serem atendidas na dosagem adequada da mistura atendendo a uma série de parâmetros e aos requisitos granulométricos de uma das quatro faixas apresentadas, com tamanho máximo nominal entre 9,5 e 19,0 mm. No ensaio de escorrimento de asfalto pelo método de ensaio de Schellenberg, o máximo de escorrimento aceitável deve ser de 0,3% em peso da mistura do projeto proposto no teor ótimo, mais 0,2% de ligante. No ensaio Cântabro da mistura asfáltica no teor ótimo, após 24 h deve ser menor que 12%.

Misturas asfálticas descontínuas ultradelgadas, na linha de misturas francesas denominadas BBTM, são também de granulometria descontínua e são utilizadas como camada pouco espessa de revestimento adicional aos concretos asfálticos, responsável por aumentar o atrito e a drenagem parcial da lâmina d'água. Mais informações sobre esse tipo de mistura, sua concepção e características podem ser vistas em Ferreira (2006) e Reis (2012), entre outras referências.

Ferreira (2006) apresenta o estudo de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos rodoviários do tipo BBTM, nas graduações 0/6 e 0/10, com diâmetro nominal máximo de 6 mm e 10 mm, respectivamente. As atividades experimentais foram desenvolvidas no Brasil, no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP/EPUSP) e na França, no Centro de Nantes do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Além dos ensaios de dosagem da metodologia francesa (ensaio PCG, ensaio Duriez, ensaio de deformação permanente e evolução da macrotextura) e ensaios suplementares (ensaio Cântabro e a avaliação da textura sem contato a raio laser) em laboratório, descreve o acompanhamento das obras de restauração (produção em usina, aplicação e controle tecnológico) de obra na Rodovia Castelo Branco em BBTM 0/10.

### 5.3.5 Mistura asfáltica a quente aberta e drenante tipo CPA

As misturas asfálticas abertas do tipo CPA (Camada Porosa de Atrito) mantêm uma grande porcentagem de vazios com ar não preenchidos graças às pequenas quantidades de fíler, de agregado miúdo e de ligante asfáltico, conforme apresentado no capítulo 4.

A dosagem dessas misturas abertas é realizada com CPs compactados no Marshall com 50 golpes por lado. Segundo as especificações brasileiras do DNER-ES 386/99, na condição compactada em laboratório, essas misturas devem apresentar vazios com ar na faixa de 18 a 25%. Na França, essas misturas são utilizadas desde a década de 1960, sendo aplicadas atualmente com vazios entre 20 e 30%. Por se tratar de mistura asfáltica de caráter funcional, cuja contribuição importante é a retirada da água da superfície do pavimento, é importante manter o esqueleto sólido com contato grão-grão, de modo que haja uma manutenção dos vazios com ar no decorrer do tempo.

Para manutenção desses vazios e estabilidade da mistura, devem ser garantidas principalmente a resistência à desagregação, especificada no DNER pela perda de massa máxima admissível no ensaio Cântabro (apresentado adiante), e a resistência à tração por compressão diametral, apresentada no capítulo 6. A perda de massa no Cântabro não deve ultrapassar os 25% (DNER-ES 386/99) e a resistência à tração mínima é de 0,55 kN (DNER-ES 386/99). É importante realçar que quanto menor a perda de massa do Cântabro, melhor será sua resistência à desagregação. Os espanhóis, que originalmente propuseram o ensaio de desgaste Cântabro, fixam perda de no máximo 20% para as misturas drenantes. É interessante, igualmente, realizar o ensaio de perda de massa, após condição de exposição aos danos induzidos pela água para comparação com o resultado a seco, sem condicionamento prévio.

O DER-SP possui a especificação ET-DE-P00/028 de 2006 para a CPA. A concessionária Arteris tem a especificação de CPA ES-028 Rev 3 (2018), chamando a atenção para que a mistura asfáltica a quente do tipo CPA só deve ser aplicada onde a camada subjacente for perfeitamente impermeável. Caso contrário, esta deve ser impermeabilizada previamente.

O DER/PR tem a especificação ES – P 22/2017 que trata de misturas asfálticas a quente abertas (MAAUQ), fazendo distinção entre cinco granulometrias, sendo as mais finas (VI e V) as correspondentes à CPA, tendo a granulometria com 100% passante na peneira de  $\frac{1}{2}$ " e na peneira nº 200, passante de 0 a 4% na faixa VI e de 3 a 5% na faixa V.

Uma das primeiras pesquisas acadêmicas brasileiras sobre misturas asfálticas porosas foi realizada por Campos (1998) que em sua tese analisou o comportamento de um trecho piloto em uma rodovia.

Nos aeroportos é necessário garantir atrito e baixa lâmina d'água nas cabeceiras das pistas e nas próprias pistas para a segurança dos pousos e decolagens. Assim muitos utilizam CPA para garantir a drenagem das águas das chuvas. Um exemplo desse emprego da CPA foi analisado por Lugão (2008) que analisou a CPA do Aeroporto Internacional Tancredo Neves (MG), entre outros estudos. Recentemente, foram restauradas, com a execução de camada de rolamento em CPA, as pistas de pouso e decolagem de dois aeroportos de grande movimentação de aeronaves em âmbito nacional, os aeroportos Santos Dumont no Rio de Janeiro, em 2019, e de Congonhas em São Paulo, em 2020.

Avaliações das condições de desempenho acústico de vários tipos de revestimentos de pavimentos foram realizadas por Lao (2004); Callai (2011); Knabben (2012), entre outros. Dresch (2016) analisou cinco tipos diferentes de CPA que seriam aplicadas em obras de rodovias federais no Rio Grande do Sul, nas BR 158 e 285, e, além dos ensaios mecânicos, fez medidas



de absorção sonora. Kolodziej (2016) também avaliou propriedades acústicas de revestimentos drenantes.

Strufaldi *et al.* (2010) apresentam interessante avaliação do uso de CPA como camada mitigadora do ruído proveniente do tráfego, especialmente aplicada sobre um revestimento pavimento de concreto de cimento Portland em região onde a rodovia urbana passava por área densamente habitada. Aps e Bernucci (2020) analisam após 5 anos de operação, que a CPA continuava com condições satisfatórias e cumprindo o papel de diminuir o ruído, entre outros benefícios.

A capacidade drenante de CPA e outras misturas asfálticas foram analisadas por Oliveira (2003); Silva (2005); Souza (2008), entre outros autores.

Recomenda-se a leitura de outros autores que estudaram, sob vários aspectos, as misturas CPA e drenantes tais como Meurer (2001); Homem (2002); Oliveira (2003); Dumke (2005); Roseno (2005), entre outros.

### Desgaste Cântabro

O arrancamento progressivo de agregados da capa de rolamento por efeito do atrito pneu-pavimento é denominado desgaste (SANTANA, 1993), sendo um defeito comum em revestimentos brasileiros. O ensaio usualmente realizado para determinação de resistência à desagregação é o ensaio Cântabro. Esse ensaio foi originado na Universidad de Cantabria, na Espanha, objetivando avaliar o comportamento de misturas asfálticas quanto à perda de material. Mais tarde, importantes contribuições à normatização e novas pesquisas foram realizadas na Universitat Politècnica de Catalunya (UPC). A norma DNER-ME 383/99, consiste na análise da perda de massa que eventualmente ocorre quando CPs Marshall de misturas asfálticas drenantes ou porosas são submetidos ao aparelho de abrasão Los Angeles – figura 5.29 (a) por um certo número de giros. 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 CP Marshall ( $M_1$ ); (ii) colocar no aparelho de abrasão Los Angeles sem as esferas de aço – figura 5.29(b); (iii) condicionado a 25°C, efetuar 300 revoluções na velocidade angular de 30 rpm; (iv) pesar novamente o CP ( $M_2$ ), ilustrado na figura 5.29(c). O desgaste Cântabro é determinado por meio da expressão:

$$D = \left( \frac{M_1 - M_2}{M_1} \right) \times 100 \quad (5.35)$$

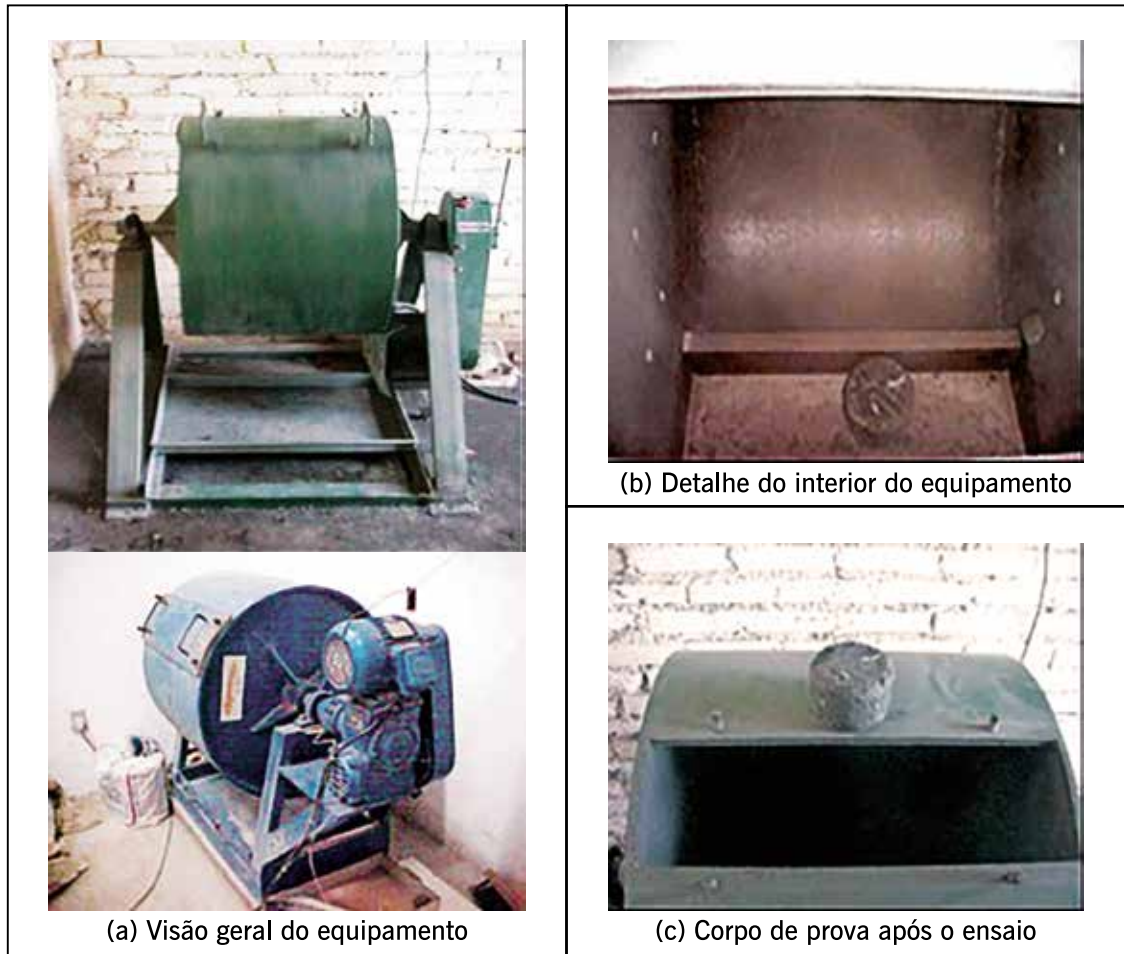
Onde:

$D$  = valor do desgaste em %;

$M_1$  = massa do CP antes do ensaio;

$M_2$  = massa do CP após o ensaio.

**Figura 5.29** – Exemplo de aparelho de abrasão Los Angeles utilizado para o ensaio de desgaste Cântabro de misturas asfálticas porosas



Fonte: Elaborada pelos autores.

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 CPs, com o valor individual não diferindo 20% do valor médio. Como citado, o ensaio Cântabro é comumente realizado em misturas drenantes, como a 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, visando principalmente misturas drenantes em sua suscetibilidade à ação da água, evidenciando perda por problemas de adesividade.

#### 5.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS A FRIO

As misturas asfálticas a frio, apresentadas no capítulo 4, são aquelas cujo ligante é a emulsão asfáltica (capítulo 2). O uso de misturas asfálticas a frio iniciou-se na Inglaterra com uma técnica denominada *retread process*, tendo sido bastante utilizada pela França para restauração de seus pavimentos após a II Guerra Mundial. No Brasil, essa técnica de mistura passou a ser utilizada em 1966. A partir de 1980 as emulsões asfálticas foram mais difundidas com a técnica de PMFs densos em revestimentos asfálticos delgados (TUCHUMANTEL JR., 1990). Nas

últimas décadas os PMFs vêm sendo prioritariamente utilizados para uso em revestimentos de vias urbanas sujeitas a baixo volume de tráfego, camadas intermediárias de revestimento e em serviços urbanos de conservação como regularização de revestimentos, e remendos de painéis (ABEDA, 2001).

As principais misturas asfálticas a frio são os TS, AAUF e PMF. As vantagens do uso de misturas a frio são muitas, entre elas: produção e execução à temperatura ambiente, reduzindo o consumo de combustíveis; alta trabalhabilidade devido ao estado fluido do ligante à temperatura ambiente; menor agressão ao meio ambiente em relação aos asfaltos diluídos de petróleo (capítulo 2) e redução do problema de emissões de gases de efeito estufa que ocorrem regularmente na usinagem de misturas asfálticas a quente; além de evitar o envelhecimento prematuro do asfalto por oxidação que pode ocorrer nas usinas em misturas a quente (SANTANA, 1993).

Chaves (2010) propôs um método de dosagem para misturas do tipo areia asfáltica a frio, com ligante de ruptura lenta ou média. Definiu uma faixa granulométrica, fez a caracterização dos materiais naturais por ensaios de equivalente de areia, densidade real, mineralogia e grau de arredondamento. Determinou as porcentagens de umidades ideais a serem incorporadas aos agregados, visando a um melhor envolvimento dos ligantes. Com base nos parâmetros de RT e densidade aparente foram propostas mudanças nos tempos de cura indicados no método DNER ME 107/94. Utilizou a compactação Marshall e giratória, com e sem fíler. Utilizou a técnica do AIMS e da tomografia computadorizada, para avaliar a distribuição dos vazios de ar nas misturas compactadas. As propriedades mecânicas das misturas a frio foram obtidas por ensaios de módulo de resiliência, Cântabro, WTAT e LWT com adaptações. Definiu parâmetros para uma dosagem mais adequada de AAUF visando maior durabilidade como revestimentos de rodovias de baixo volume de tráfego.

O processo de cura das misturas asfálticas a frio ainda não é perfeitamente compreendido (MOULTHROP *et al.*, 1997). Esse fator tem importância maior quando se verifica que não há um consenso entre os métodos de dosagem de misturas a frio com relação ao grau e ao método de cura que devem ser considerados como representativos do processo que ocorre em campo (SILVEIRA, 1999; MOREIRA; SOARES, 2002).

Ribeiro (1991) estudou a dosagem de pré-misturado a frio de graduação aberta (PMAF), e desenvolveu uma câmara para dessecação a vácuo dos CPs com a finalidade de acelerar o processo de cura em laboratório, além de realizar ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência desses CPs como forma de dosagem, ensaios que não eram considerados à época nos métodos usuais de dosagem.

Agetop (2018) apresenta duas especificações de serviço de PMF e semidensos definindo os materiais, a composição das misturas, os equipamentos, a execução e o controle de campo.

DNIT 153/2010 ES define os materiais e todos os passos para construção de PMF, que pode ser empregado como revestimento, regularização, reforço ou restauração de pavimento. Indica que para pré-misturado aberto podem ser utilizados a emulsão asfáltica catiônica de ruptura média, tipos: RM-1C e RM-2C, enquanto para o denso usa-se a emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta, tipo: RL-1C e define quatro faixas granulométricas.

A dosagem dos PMFs inicia-se com o cálculo dos teores preliminares de asfalto e EA. Para tanto, pode ser utilizada a metodologia descrita a seguir que se baseia na proposição de Duriez (SANTANA, 1993), que consiste no cálculo da superfície específica dos agregados a partir da proporção dos diversos tamanhos de partícula devidamente ponderada.

Para a determinação da superfície específica dos agregados, utiliza-se a fórmula de Vogt ( $\Sigma$ ), que consiste em uma adaptação da formulação de Duriez para as peneiras correspondentes às especificações brasileiras:

$$100 \Sigma = 0,07P_4 + 0,14P_3 + 0,33P_2 + 0,81P_1 + 2,7S_3 + 9,15S_2 + 21,9S_1 + 135F \quad (5.36)$$

Onde:

$\Sigma$  = superfície específica de agregados;

$P_4$  = massa do material retido entre as peneiras 2"-1";

$P_3$  = massa do material retido entre as peneiras 1"-1/2";

$P_2$  = massa do material retido entre as peneiras 1/2"-nº 4;

$P_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 4-nº 10;

$S_3$  = massa do material retido entre as peneiras nº 10-nº 40;

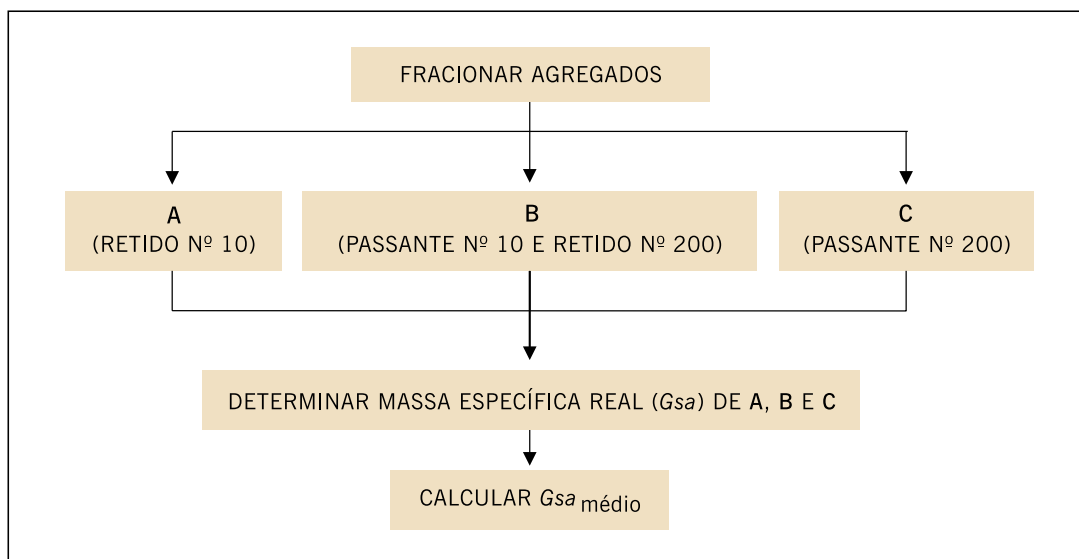
$S_2$  = massa do material retido entre as peneiras nº 40-nº 80;

$S_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 80-nº 200;

$F$  = massa do material passante na peneira nº 200.

A figura 5.30 apresenta um fluxograma para a determinação da massa específica média dos agregados a partir da massa específica de três frações predefinidas. Após calcular a superfície específica média dos agregados, faz-se sua correção com um fator determinado em função da massa específica real média dos agregados ( $Gsa_{médio}$ ), conforme indica a tabela 5.22 (SANTANA, 1993).

**Figura 5.30** – Fluxograma para determinação da massa específica real média dos agregados



Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.22 – FATORES CORRETIVOS DA SUPERFÍCIE ESPECÍFICA DO MÉTODO DE DURIEZ**

Massa específica, $G_{sa_{médio}}$ , g/cm <sup>3</sup>	Fatores corretivos
2,35	1,13
2,45	1,08
2,55	1,02
2,65	1,00
2,75	0,97
2,85	0,93
2,95	0,90

Fonte: Santana, 1993.

Calcula-se, então, o teor de asfalto residual ( $p$ ) em relação à massa total dos agregados utilizando a expressão de Duriez:

$$p = k \times \sum^{0,2} \quad (5.37)$$

Onde:

$k$  = módulo de riqueza.

Para PMF denso, Santana (1993) sugere valores de  $k$  entre 3,2 e 4,5. Obtém-se o teor de asfalto ( $p'$ ) e de emulsão asfáltica ( $p'_{EA}$ ) sobre a mistura asfáltica total a partir das seguintes relações:

$$p' = \frac{100 \times p}{100 + p} \quad (5.38)$$

$$p'_{EA} = \frac{100 \times p'}{t} \quad (5.39)$$

Onde:

$t$  = teor percentual em massa de asfalto na emulsão asfáltica.

Tendo sido definido o teor  $t$ , procede-se à dosagem Marshall descrita anteriormente variando-se os teores de moldagem (geralmente  $t \pm 1\%$  e  $t \pm 2\%$ ) e determinando-se então os parâmetros volumétricos e mecânicos. Santana (1993) sugere a determinação do teor de projeto final de acordo com o teor que obtiver a maior massa específica aparente do CP.

## 5.5 MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A QUENTE E MORNAS

No caso de misturas recicladas a quente (capítulo 4), há uma diversidade de métodos de dosagem quanto aos seguintes aspectos: procedimentos de ensaio, definição de agregado que consta no reciclado (com ou sem o ligante envelhecido), parâmetros necessários para a definição do teor do ligante novo e percentual de material fresado a ser reaproveitado.

Convém destacar que aquilo que se chama de reciclado geralmente é o material já processado. O termo fresado, usado daqui em diante indistintamente como RAP, que é consagrado na literatura internacional, diz respeito ao material retirado ou fresado (recuperado) dos pavimentos asfálticos, que é reciclável, porém não necessariamente que já tenha sofrido a reciclagem para seu emprego. Note-se que o RAP pode ser oriundo de blocos de revestimento posteriormente

tritutados em moinho, ou seja, não necessariamente é obtido por meio da operação de fresagem. Como a maior parte do RAP é de fato fresada, estes são os dois termos mais usados neste livro. Já o termo ligante novo refere-se ao ligante, com ou sem AR misturado, que é adicionado ao fresado para “devolver” ao ligante suas características iniciais. Enquanto nos Estados Unidos é comum o uso de ligantes menos consistentes sem AR para contrabalançar o ligante endurecido do fresado, no Brasil tem sido comum a utilização de ARs, sendo o ligante novo uma mistura de AR com cimento asfáltico virgem.

Muitas pesquisas reconhecem que misturas asfálticas com RAP podem apresentar desempenho equivalente ou mesmo superior ao de misturas asfálticas preparadas apenas com material virgem, desde que adequadamente dosadas e usinadas (MCDANIEL *et al.*, 2000; CASTRO NETO, 2001; NEWCOMB *et al.*, 2007; LOPES *et al.*, 2015). Um bom desempenho depende do uso de métodos de dosagem tradicionais e sua adaptação para incluir o RAP, dada a variabilidade das propriedades deste último. Deve-se reiterar a importância do emprego das técnicas de usinagem mornas, principalmente no caso de incorporação de RAP na mistura asfáltica, de maneira que se ocasione por ocasião do aquecimento para misturação, o menor envelhecimento possível do ligante contido no RAP. Lopes *et al.* (2015) consideram o emprego das técnicas de usinagem morna para um aumento da quantidade de RAP na mistura asfáltica reciclada.

A norma AASTHO 323/2017 estabelece diretrizes para a dosagem volumétrica de misturas asfálticas, inclusive considerando a inserção de RAP. Definem gráficos de dosagem para misturas convencionais ou quando utilizando variadas porcentagens de RAP. Chama a atenção para um procedimento para avaliar as pilhas de RAP, extrair o ligante residual e analisar os agregados existentes.

Na gestão do RAP, por vezes é fracionado em pilhas de materiais mais finos ou mais graúdos, devendo ser observada ainda a procedência, uma vez que materiais provenientes de estacionamentos e de vias urbanas são geralmente distintos dos provenientes de rodovias. A parte fina do RAP possui maior teor de ligante. Caso não haja fracionamento, é razoável assumir que o teor de ligante do RAP é próximo do teor da mistura reciclada que irá incorporá-lo. Todavia, com o uso crescente do fracionamento do RAP, tal hipótese pode não ser atendida e então deve-se adotar a chamada razão reciclado-ligante (*RAP pavement binder ratio*, RPBR), em algumas referências também denominado de *RAP binder ratio* (RBR) que será discutida adiante.

Como comentário final dessas primeiras considerações sobre misturas asfálticas recicladas, um material também descrito no *Manual do Instituto do Asfalto* para uso em misturas recicladas é o proveniente de telha de asfalto (*reclaimed asphalt shingle*, RAS), com teor de 20-30% de ligante, mas este material não é discutido aqui por não ter uso no Brasil.

### 5.5.1 Dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente (MARQ)

Na dosagem de misturas asfálticas, o foco é atingir as propriedades volumétricas e mecânicas consideradas necessárias para um bom desempenho (NEWCOMB; BROWN; EPPS, 2007), levando-se em consideração que o projeto da mistura reciclada poderá ser praticado na usina. A tentativa de aumento do teor de RAP traz uma maior necessidade de determinar a quantidade e as propriedades do ligante asfáltico presente nele, assim como as características dos seus agregados.

Uma premissa básica de muitos projetos de MARQ é que todo o ligante presente no RAP será ativado (pelo calor) e estará disponível para se misturar aos novos materiais incorporados. Há um entendimento pela comunidade científica, muitas vezes contraditório, da própria

nomenclatura envolvida nesse processo de ativação e interação entre ligantes. As propriedades das MARQs são diretamente influenciadas pela interação entre o ligante do RAP e o agente de reciclagem (ligante asfáltico, agente rejuvenescedor ou a combinação de ambos), de forma que o processo de dosagem deve levar em consideração até que ponto o ligante do RAP contribui para as características finais da mistura reciclada. Lopes *et al.* (2016) mostram as técnicas e as dificuldades de identificação de percentual de mobilização e mesclagem dos ligantes do RAP e do ligante novo, empregando microspectrometria (ATR-FTIR – *attenuated total reflection-Fourier transform infrared imaging*).

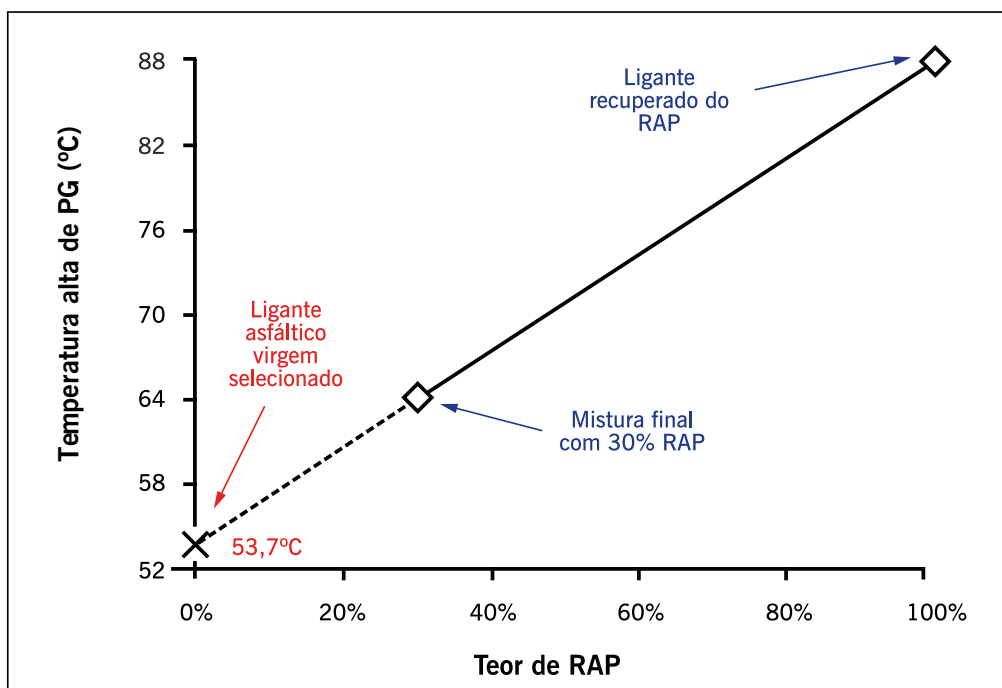
Lo Presti *et al.* (2019) apresentam uma explicação dos fenômenos envolvidos na interação entre os ligantes durante a reciclagem da mistura asfáltica. O trabalho traz ainda uma proposta inicial para a quantificação da ativação do ligante do RAP, considerada uma propriedade intrínseca do material, auxiliando assim no processo de dosagem das MARQs. Oreškovic *et al.* (2020) apresentam uma revisão da literatura sobre diferentes métodos que vêm sendo usados para a análise dos parâmetros envolvidos nesse processo de interação entre ligantes na reciclagem a quente. Há, todavia, diferentes metodologias para a dosagem dessas misturas. Gaspar (2019) traz um resumo dos diferentes métodos vigentes no mundo, conforme apresenta-se sucintamente a seguir.

Nos Estados Unidos, alguns anos após a implementação do método de dosagem Superpave na década de 1990, a FHWA publicou um conjunto de recomendações para guiar a dosagem de misturas com RAP utilizando a metodologia Superpave, baseadas em um estudo anterior por Kandhal e Foo (1997), principalmente no que diz respeito à seleção do ligante asfáltico virgem a ser adicionado, com diferentes abordagens dependendo do teor de RAP (MCDANIEL *et al.*, 2000).

Para teores de até 15% de RAP, o ligante asfáltico virgem não precisaria ser alterado (comparando com a mistura sem RAP), já que a influência do ligante presente no RAP seria mínima, independente das suas propriedades. Já para teores entre 15% e 25%, o órgão recomendava que fosse utilizado ligante asfáltico com PG (*performance grade*, sistema de classificação de ligantes asfálticos utilizado nos EUA) um nível abaixo, tanto na temperatura alta de PG quanto na baixa.

Para as misturas asfálticas com alto teor de RAP (acima de 25%), o projetista deveria recorrer aos *blending charts*, ou seja, determinar a temperatura alta de PG do ligante presente no RAP (após extração e recuperação) e do ligante desejado para a mistura final, e obter, com um gráfico, uma relação linear entre a variação desse parâmetro e a proporção de RAP na mistura. Assim, é possível definir o ligante virgem necessário à mistura reciclada, conforme ilustrado na figura 5.31. Os *blending charts* já eram rotineiramente usados para projetar misturas com alto teor de RAP, mesmo antes da implementação do método Superpave, porém utilizava-se a viscosidade dos ligantes como parâmetro, em vez da temperatura de PG (WEST; WILLIS; MARASTEANU, 2013).

Figura 5.31 – Exemplo de *blending chart* para seleção do ligante asfáltico virgem



Fonte: Gaspar, 2019.

Tais recomendações foram posteriormente inseridas na norma AASHTO M323, que especifica a dosagem de misturas asfálticas pela metodologia Superpave, assim como recomendações adicionais para o manuseio e a caracterização do RAP em laboratório. Na sua versão mais atual, AASHTO M323-17, o sistema para seleção do ligante asfáltico virgem foi revisado, e o critério utilizado não é mais a porcentagem de RAP em relação à massa total de mistura, mas sim o já mencionado parâmetro RBR, que indica a proporção de ligante oriundo do RAP em relação ao total de ligante asfáltico na mistura. Para RBR inferior a 25%, o ligante virgem não deve ser alterado. Caso contrário, deve-se recorrer aos *blending charts* (WEST; WILLIS; MARASTEANU, 2013).

Na Comunidade Europeia, um conceito semelhante de dosagem é adotado, porém utilizando a penetração e o PA como parâmetros para caracterização dos dois ligantes. No lugar dos *blending charts*, são usadas equações para estimar os parâmetros do ligante asfáltico resultante, de acordo com a proporção em massa de cada ligante na mistura (DEL BARCO CARRIÓN *et al.*, 2015). Caso o teor de RAP seja inferior a 10% para camadas de revestimento, ou 20% para camadas de base e de ligação, o ligante asfáltico virgem deve ser o mesmo considerado na dosagem de uma mistura sem RAP, que costuma ser feita pelo método Marshall (IPAVEC *et al.*, 2012; DEL BARCO CARRIÓN *et al.*, 2015). A especificação EN 13 108-8 (2016) traz ainda alguns requisitos para a classificação e descrição de RAP como um material constituinte de misturas asfálticas.

Na Austrália e no Japão, os *blending charts* também são aplicados, mas utilizando outros parâmetros para caracterização. A norma australiana da Austroads (AGPT-T193-15) faz uso da viscosidade dos ligantes asfálticos, enquanto os japoneses utilizam, além da penetração dos ligantes, resultados do ensaio de resistência à tração realizados em amostras de mistura asfáltica produzidas em laboratório (WEST; COPELAND, 2015).

As normas brasileiras de reciclagem a quente em usina (DNIT ES 033, 2005; DER ET-DE-P00-032, 2006; PMSP IE 07, 2010) mencionam a dosagem da mistura reciclada em um dos



itens, porém o foco é nos requisitos volumétricos, que se assemelham ao de misturas asfálticas convencionais sem o uso de RAP, não sendo fornecidas diretrizes para a escolha do ligante asfáltico.

Zaumanis *et al.* (2019), porém, pontuam que métodos de dosagem convencionais não garantem o desempenho requerido para misturas com altos teores de RAP, devido às variáveis envolvidas no processo, incluindo: uso de rejuvenescedores, interação e difusão entre ligantes, aumento da susceptibilidade ao trincamento, entre outras.

Na edição anterior deste livro, constavam três métodos de dosagem: Instituto do Asfalto, Castro Neto (2000) e Superpave.

Castro Neto (2000) propôs um método que considera o comportamento da mistura reciclada com diferentes valores de teor de ligante novo pela avaliação dos valores de MR e RT. O procedimento prescinde da extração/recuperação e caracterização do ligante do RAP. O passo inicial é a determinação do intervalo de MR e/ou de RT que a mistura reciclada deve apresentar. A partir desses valores adota-se, com base na experiência do projetista, uma porcentagem de material fresado. Estabelecida essa porcentagem, a composição granulométrica final desejada (agregados do RAP mais agregados novos) e selecionado o ligante novo, confeccionam-se CPs com diferentes teores de ligante. Avaliam-se os valores de MR e RT dos CPs e verifica-se o teor de ligante mais adequado à mistura a partir dos valores desejados dos referidos parâmetros mecânicos. No procedimento, a determinação experimental da *Gmm* faz uso do querosene em substituição ao vácuo. Embora considere indiretamente a reologia do ligante envelhecido e recuperado, o método apresenta a vantagem de se basear em parâmetros mecânicos para a determinação do teor de ligante novo e do teor total de ligante (novo e envelhecido) na mistura reciclada. Uma complementação do método proposto há mais de 20 anos pode ser buscada, incluindo-se o dano por umidade induzida das misturas asfálticas recicladas, que à época foi empregado o desgaste Cântabro, e ensaio para avaliação da deformação permanente. Os ensaios do MR podem ser ainda substituídos pelo módulo dinâmico. Outro fator importante a ser considerado é o uso de técnicas de reciclagem morna para reduzir as temperaturas de reaquecimento do RAP, mistura em usina, e execução em pista.

O item com a metodologia Superpave foi suprimido nesta versão do livro. A especificação AASHTO M323-17 traz a descrição da metodologia, mas salienta-se o fato de os departamentos de transporte dos estados norte-americanos adotarem particularidades, não havendo um único método nacionalmente aplicado.

Deu-se preferência ao detalhamento do método de dosagem de MARQ mais recente e estabelecido, o qual os autores julgam suficientemente sólido e facilmente empregável no Brasil. Apresenta-se a seguir o método do Instituto do Asfalto (ASPHALT INSTITUTE, 2014), seus procedimentos, vantagens e desvantagens, incluindo exemplos numéricos que facilitam a compreensão.

### 5.5.2 Dosagem do Asphalt Institute

O método de dosagem de MARQ do Instituto do Asfalto (ASPHALT INSTITUTE, 2014) objetiva que misturas recicladas atendam às mesmas exigências existentes para misturas convencionais que contêm apenas materiais virgens. Uma vez que o tipo de ligante e a porcentagem de RAP (ou RBR, RAP *binder ratio*) seja selecionada, pode-se prosseguir com um processo de dosagem bastante próximo do convencional. Para facilitar a compreensão, esta seção é dividida da seguinte forma: (i) escolha do tipo de ligante na MARQ; (ii) determinação da granulometria

combinada; (iii) manuseio de RAP no laboratório; (iv) aquecimento do RAP e agregados virgens no processo de dosagem da MARQ; (v) determinação da nova quantidade de ligante virgem.

### (i) Escolha do tipo de ligante na MARQ

Ao serem usados os *blending charts*, há três casos que podem ser encontrados pelos projetistas da mistura reciclada:

1. definição do ligante asfáltico novo, com ou sem AR, quando o percentual de ligante do RAP a ser usado na mistura é conhecido, bem como as características da mistura final de ligantes (grau PG especificado para o projeto);
2. definição do percentual de ligante do RAP que pode ser usado, quando o ligante asfáltico novo, com ou sem AR, bem como as características da mistura final de ligantes, são conhecidos; e
3. definição das características da mistura final de ligantes, quando o percentual de ligante do RAP e o ligante asfáltico novo já são conhecidos.

Para todos os casos, o Asphalt Institute (2014) adota o grau PG como característica a ser adotada nos *blending charts*, sendo verificadas as temperaturas alta, intermediária e baixa. O exemplo a seguir, extraído da citada referência, ilustra o caso descrito no item 1 acima. Ou seja, quando são conhecidos a classificação final do ligante combinado, o teor de RAP e as propriedades do ligante recuperado do RAP, então as propriedades do ligante virgem apropriado podem ser determinadas.

Assumindo-se então as seguintes informações neste exemplo do Instituto do Asfalto:

- o órgão responsável requer um ligante do tipo PG 64-22 ou superior na temperatura alta;
- o teor de RAP na mistura do exemplo é 30% (RPBR = 0,30);
- o ligante recuperado do RAP possui as características indicadas na tabela 5.23(a).

**TABELA 5.23 – EXEMPLO – PROPRIEDADES DOS LIGANTES:**  
(A) RECUPERADO DO RAP; (B) VIRGEM

Envelhecimento	Propriedade	Temperatura crítica, °C	
RTFOT	DSR G*/sen δ	Alta	86
	DSR G*/sen δ	Intermediária	31
	BBR S	Baixa	- 14
	BBR valor m	Baixa	- 11
PG	Atual	PG 86-11	
	M 320	PG 82-10	

(a) Ligante recuperado do RAP

Envelhecimento	Propriedade	Temperatura crítica, °C	
RTFOT	DSR G*/sen δ	Alta	55
	DSR G*/sen δ	Intermediária	22
	BBR S	Baixa	- 26
	BBR valor m	Baixa	- 27
PG	Atual	PG 55-27	
	M 320	PG 58 -28	

(b) Ligante virgem

Fonte: Asphalt Institute, 2014.

Tratando o problema linearmente, o valor crítico da temperatura alta do ligante virgem pode ser determinado da seguinte forma:

$$T_{Virgem} = \frac{T_{LigFinal} - (RPBR \times T_{RAP})}{(1 - RPBR)} \quad (5.40)$$

Onde:

$T_{Virgem}$  = temperatura crítica alta do ligante virgem;

$T_{LigFinal}$  = temperatura crítica alta do ligante ao final da mistura entre ligante virgem e ligante contido no RAP;

RPBR = razão reciclado-ligante;

$T_{RAP}$  = temperatura crítica alta do ligante recuperado do RAP.

Considerando os valores na tabela 5.23(a), a temperatura alta crítica do ligante virgem é calculada por:

$$T_{Virgem} = \frac{64 - (0,30 \times 86)}{(1 - 0,30)} = 54,6 \quad (5.41)$$

Do resultado, o ligante virgem requer uma temperatura crítica alta de 55°C (arredondada para cima) ou superior para produzir uma classificação final de ligante de PG 64, usando 30% do RAP (RPBR = 0,30).

Este processo é repetido para as temperaturas críticas intermediária e baixa para rigidez BBR e valor-m como mostrado a seguir.

Para a temperatura crítica intermediária:

$$T_{Virgem} = \frac{25 - (0,30 \times 31)}{(1 - 0,30)} = 22,4 \quad (5.42)$$

Para a temperatura crítica baixa da rigidez S encontrada no ensaio BBR:

$$T_{Virgem} = \frac{-22 - (0,30 \times -14)}{(1 - 0,30)} = -25,4 \quad (5.43)$$

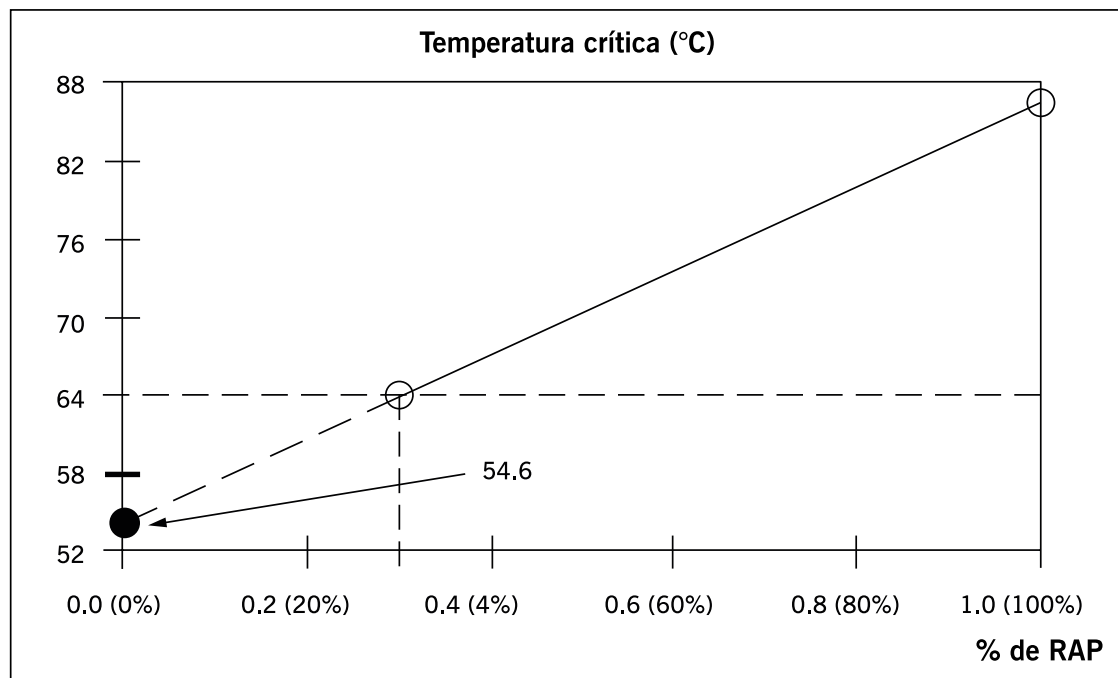
Para a temperatura crítica baixa para o valor-m encontrado no ensaio BBR:

$$T_{Virgem} = \frac{-22 - (0,30 \times -11)}{(1 - 0,30)} = -26,7 \quad (5.44)$$

Usando as equações para os níveis de temperatura crítica alto, intermediário e baixo, as propriedades necessárias do ligante constam na tabela 5.23(b).

Como indicado na tabela 5.23(b) e na figura 5.32, o grau mínimo de alta temperatura do ligante virgem deve estar a 55°C (arredondado ao grau mais próximo) para satisfazer os requisitos de grau combinado (PG 64-22) usando o RAP da tabela 5.23(a) no teor de 30% (RPBR = 0,30). Isso significa que um PG 58-xx é necessário (acima de 55°C na figura 5.32).

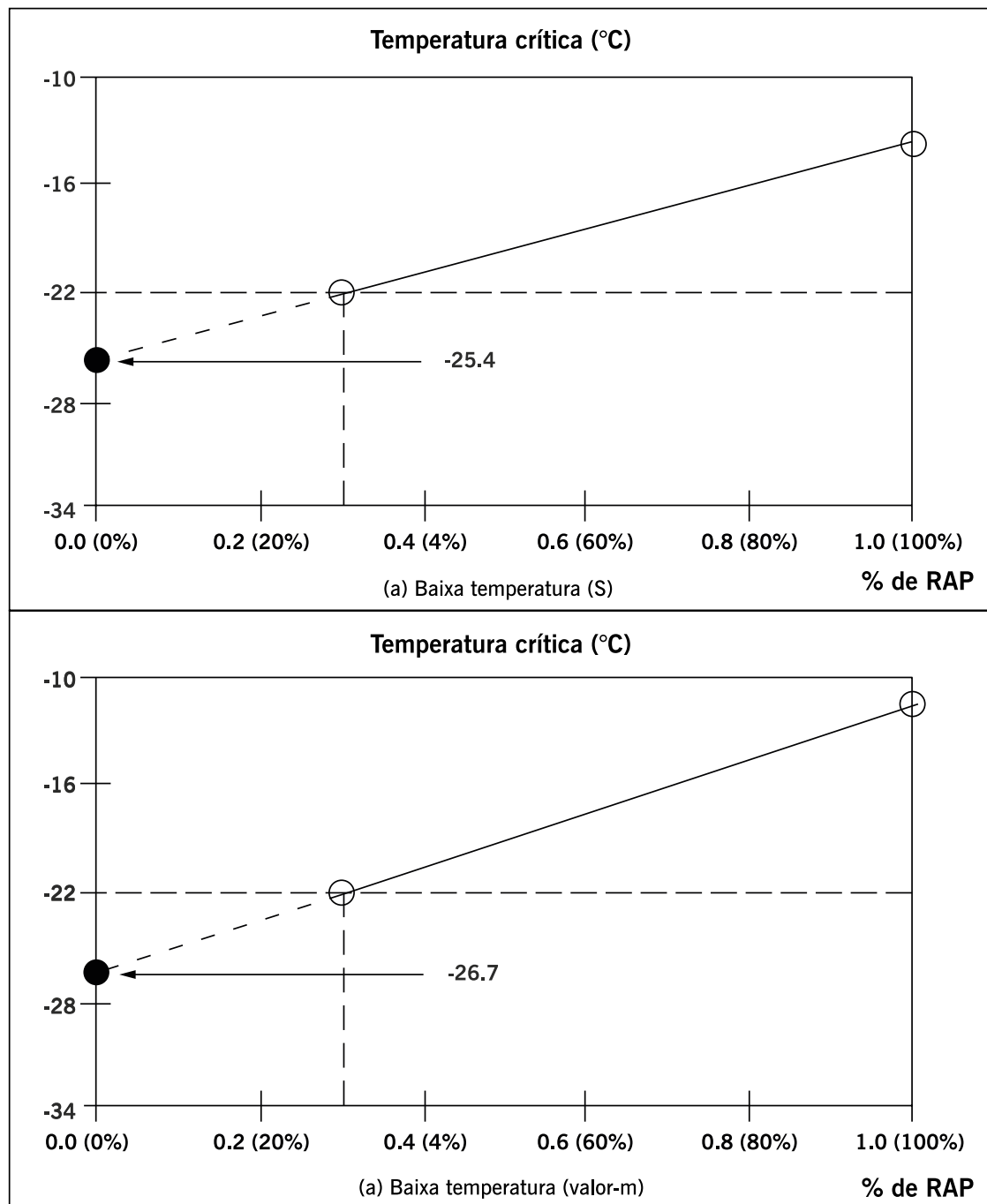
Figura 5.32 – Blending chart para temperatura alta (teor de RAP conhecido)



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

A tabela 5.23(b) e a figura 5.33(a) e (b) indicam que o grau mínimo de temperatura baixa do ligante virgem deve estar a  $-27^{\circ}\text{C}$ , que é o valor de temperatura mais baixa quando se considera a rigidez S e o valor-m no ensaio de BBR. Arredonda-se para o grau mais próximo de modo a satisfazer os requisitos do grau combinado (PG 64-22) usando o RAP na tabela 5.23(a) com um teor de 30%. Um PG xx-28 seria necessário para garantir o valor mínimo exigido de  $-27^{\circ}\text{C}$ .

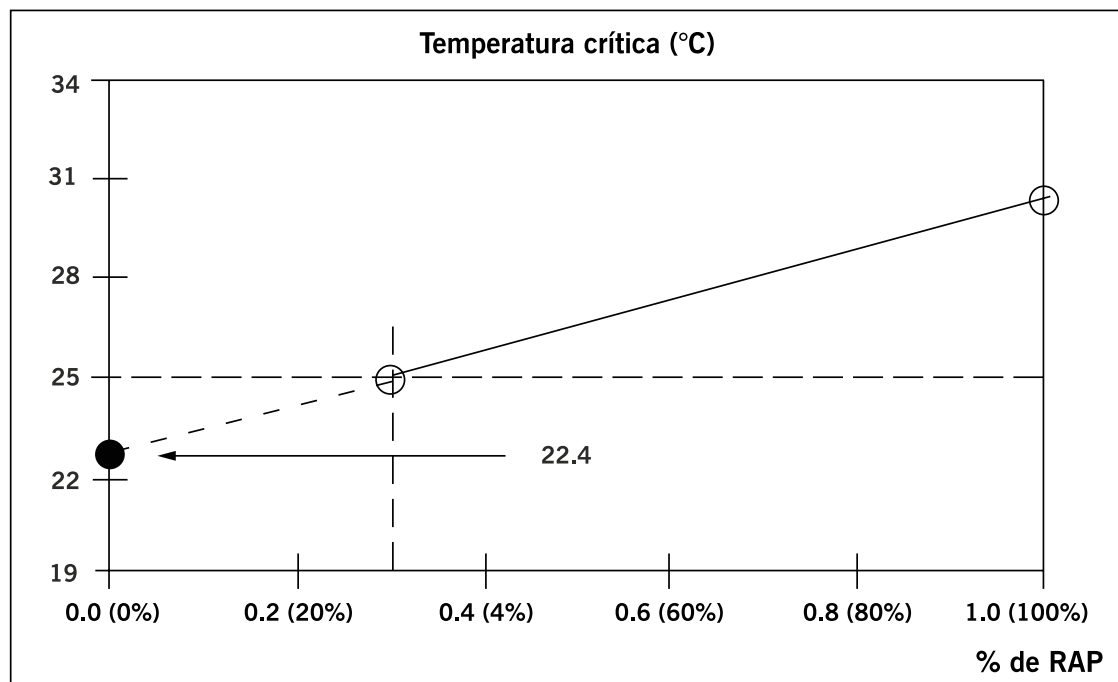
Figura 5.33 – Blending charts para temperatura baixa: (a) BBR-S; (b) BBR valor-m



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

Ao final, um ligante com PG 58-28 seria selecionado como ligante virgem para uma mistura usando 30% do ligante do RAP (RPBR = 0,30) com as características indicadas na tabela 5.23(a). Uma última verificação diz respeito ao grau intermediário da temperatura ( $G^*\text{sen}\delta$ ) na figura 5.34. O ligante virgem precisará ter uma temperatura intermediária crítica não superior a 22°C. A temperatura intermediária crítica máxima definida pela AASHTO M 320 para um ligante com PG 58-28 é de 19°C. Portanto, o ligante recuperado selecionado atende a todos os requisitos.

Figura 5.34 – Blending chart para temperatura intermediária



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

### (ii) Determinação da granulometria combinada

Na determinação da granulometria combinada dos agregados de uma MARQ, o RAP deve ser tratado como qualquer um dos demais agregados virgens, ainda que contenha agregado e ligante envelhecido. Note-se, contudo, que, diferentemente dos agregados virgens, a porcentagem de agregado no RAP será menor do que a porcentagem total de RAP adicionada à mistura.

Para se determinar a granulometria combinada dos agregados da MARQ, precisa-se determinar a quantidade de agregado do RAP ( $RAP_{agregado}$ ), como um percentual em peso da MARQ. Essa porcentagem de agregado do RAP é função da porcentagem do RAP total desejado para a mistura ( $RAP_{mistura}$ ), bem como do teor de ligante presente no RAP, sendo obtida conforme a equação seguinte:

$$RAP_{agregado} = RAP_{mistura} \times \left(1 - \frac{P_{b,RAP}}{100}\right) \quad (5.45)$$

Onde:

$RAP_{agregado}$  = porcentagem do RAP que é relativa ao agregado, sendo usado no cálculo da mistura de agregados combinada;

$RAP_{mistura}$  = porcentagem total de RAP usado na mistura;

$P_{b,RAP}$  = teor de ligante do RAP, em porcentagem.

Por exemplo, para se usar em uma MARQ um total de 25% de um RAP cujo teor de ligante é de 6,0%, a porcentagem de RAP da pilha (como se fora uma pilha de “agregado do RAP”) é determinada da seguinte maneira:

$$RAP_{agregado} = 25 \times \left(1 - \frac{6}{100}\right) = 23,5\%$$

Note-se que esses 23,5% representam os agregados no RAP, uma vez que foi descontado o teor do ligante.

Passa-se então a ajustar as porcentagens dos agregados virgens (*AgVirgem*), dividindo-se a quantidade de cada agregado virgem ( $AgVirgem_{Mistura,i}$ ) pela quantidade total de agregado virgem da mistura, proporcionada pela diferença entre  $RAP_{agregado}$  e  $RAP_{Mistura}$ . O que ocorre é que as porcentagens dos agregados virgens são ligeiramente acrescidas, uma vez que a porcentagem de agregado no RAP é um pouco menor que o teor de RAP (desconta-se o teor de ligante do mesmo).

Portanto, a equação para cada agregado virgem (i) da pilha de agregados e que será colocado na MARQ fica da seguinte forma:

$$AgVirgem_{ajustado,i} = AgVirgem_{Mistura,i} + \frac{AgVirgem_{Mistura,i}}{(\sum AgVirgem_{Mistura,i})} \times (RAP_{Mistura} - RAP_{agregado}) \quad (5.46)$$

Onde:

$AgVirgem_{ajustado,i}$  = porcentagem de um agregado virgem (i) ajustado usado nos cálculos da mistura de agregados combinada;

$AgVirgem_{Mistura,i}$  = quantidade de um dado agregado virgem (i) usado na mistura, em porcentagem (i = 1 se refere ao material 1; i = 2 se refere ao material 2, e assim por diante);

$RAP_{Mistura}$  = porcentagem total de RAP usado na mistura;

$RAP_{agregado}$  = porcentagem do RAP que é relativa ao agregado, sendo usado no cálculo da mistura de agregados combinada.

Ainda do exemplo anterior, considere-se que 100% dos agregados que constituirão a MARQ são divididos da seguinte forma: 25% de RAP; 20% de agregado graúdo #19; 30% de agregado graúdo #12,5; e 25% de agregado miúdo. Considerando a totalidade dos agregados, as respectivas porcentagens, em peso, a serem retiradas das pilhas de cada um são como apresentado a seguir:

Para o agregado graúdo #19:

$$AgVirgem_{ajustado_{\#19}} = 20 + \frac{20}{(20 + 30 + 25)} \times (25 - 23,5) = 20 + \frac{20}{75} \times 1,5$$

$$= 20 + \frac{30}{75} = 20 + 0,4 = 20,4\%$$

Para o agregado graúdo #12,5:

$$AgVirgem_{ajustado_{\#12,5}} = 30 + \frac{30}{(20 + 30 + 25)} \times (25 - 23,5) = 30 + \frac{30}{75} \times 1,5$$

$$= 20 + \frac{45}{75} = 30 + 0,6 = 30,6\%$$

Para o agregado miúdo:

$$AgVirgem_{ajustado_{Miúdo}} = 25 + \frac{25}{(20 + 30 + 25)} \times (25 - 23,5) = 25 + \frac{25}{75} \times 1,5$$

$$= 25 + \frac{37,5}{75} = 25 + 0,5 = 25,5\%$$

Assim, para calcular a granulometria combinada dos agregados da MARQ, as porcentagens da pilha de cada agregado mostradas na tabela 5.24 são utilizadas. As porcentagens da pilha também devem ser usadas no cálculo das propriedades de consenso dos agregados, bem como da sua densidade combinada.

**TABELA 5.24 – CÁLCULO DAS PORCENTAGENS DOS AGREGADOS DA PILHA PARA GRANULOMETRIA COMBINADA**

Material	% de agregado antes do ajuste da granulometria	% de cada agregado para compor a granulometria combinada
Agregado graúdo #19	20%	20,4%
Agregado graúdo #12,5	30%	30,6%
Agregado miúdo	25%	25,5%
Agregado RAP	25%	23,5%

Fonte: Elaborada pelos autores.

### (iii) Manuseio de RAP no laboratório

Para a dosagem de uma MARQ, os agregados são agrupados de acordo com as suas respectivas porcentagens e então misturados. A mistura de agregados virgens é preaquecida em temperatura ligeiramente acima da temperatura de mistura, de modo a considerar a perda de calor durante a pesagem que ocorre antes de se iniciar o processo de dosagem. Experiência é necessária de modo a não se incorrer no risco de queima do ligante. O RAP (agregado junto ao ligante) deve ser mantido separado dos agregados virgens, ou seja, são aquecidos separadamente.

Como exemplo, considere-se 5.000 g de agregados para preparação de uma mistura. Usando as porcentagens apresentadas na tabela 5.24, a quantidade de agregados é a seguinte:

Agregado graúdo #19	20,4% x 5.000 g =	1.020 g
Agregado graúdo #12,5	30,6% x 5.000 g =	1.530 g
Agregado miúdo	25,5% x 5.000 g =	1.275 g
Agregado RAP	23,5% x 5.000 g =	1.175 g
<b>TOTAL</b>		<b>5.000 g</b>

A quantidade total de RAP que precisará ter na pilha para mistura é calculada multiplicando-se o valor da massa do “agregado RAP” pelo  $RAP_{Mistura}$  dividido pelo  $RAP_{Pilha}$  como mostrado a seguir:

$$Massa\ RAP\ Mistura = Massa\ Agregado\ RAP \times \frac{RAP_{Mistura}}{RAP_{Pilha}} \quad (5.47)$$

Onde:

$Massa\ RAP\ Mistura$  = massa total de RAP para mistura;

$Massa\ Agregado\ RAP$  = massa do “agregado RAP” na mistura;

$RAP_{agregado}$  = porcentagem do RAP que é relativa ao agregado, sendo usado no cálculo da mistura de agregados combinada;

$RAP_{Mistura}$  = porcentagem total de RAP usado na mistura.

Usando os dados do exemplo, a massa de RAP a misturar é calculada da seguinte forma:

$$Massa\ RAP\ Mistura = 1.175\ g \times \frac{25}{23,5} = 1.250\ g$$



Assim, para cada amostra de 5.000 g de mistura a ser feita, neste exemplo específico, 1.250 g de RAP devem ser colocados separadamente em um recipiente.

#### (iv) Aquecimento do RAP e agregados virgens no processo de dosagem da MARQ

Normalmente, agregados virgens são misturados e colocados em estufa na temperatura de mistura. Por conter ligante, o RAP não pode ser aquecido sem que isso afete as propriedades do ligante. Portanto, para misturas com RAP (MARQ), recomenda-se que o mesmo seja agrupado separadamente em não mais do que 1 a 2 kg (1.000 a 2.000 g) e aquecido por não mais de 2 h a 110°C. Trata-se de tempo suficiente para aquecer o RAP e remover a umidade da sua superfície. Temperaturas mais altas e tempos de aquecimento mais longos podem alterar as propriedades do RAP.

Para compensar a introdução de uma temperatura menor, o agregado virgem deve ser aquecido acima da temperatura de mistura. Embora as temperaturas reais da mistura possam variar, a regra geral é aumentar a temperatura dos agregados virgens em 0,5°C para cada porcentagem de RAP na mistura ( $RAP_{Mistura}$ ). Assim, para uma mistura com  $RAP_{Mistura} = 25\%$ , a temperatura de mistura dos agregados virgens deve ser elevada em 12,5°C ( $0,5^\circ\text{C}/\% \times 25\%$ ).

A temperatura de mistura do ligante virgem não deve ser ajustada. Para confecção da amostra, o agregado virgem é adicionado a um recipiente e o RAP aquecido é adicionado e rapidamente misturado com os agregados virgens. Assim como no processo normal de qualquer mistura asfáltica, o ligante virgem é então adicionado na quantidade apropriada e o processo de mistura é iniciado.

#### (v) Determinação da nova quantidade de ligante virgem

Como a amostra de RAP pré-misturada contém ligante e agregados, a massa do ligante do RAP deve ser contabilizada para que o conteúdo total do ligante da mistura esteja correto. Isso é feito calculando a massa total do ligante a ser usada (para um teor de ligante especificado), subtraindo-a do teor de ligante do RAP para se obter a massa do ligante virgem a ser adicionado. Isso é mostrado na equação a seguir:

$$\text{Massa do Ligante Virgem} = \text{Massa Total Agregado} \times \frac{P_b}{P_s} - (\text{Massa RAP} - \text{Massa Agregado RAP}) \quad (5.48)$$

Onde:

*Massa do Ligante Virgem* = massa total do ligante virgem;

$P_b$  = teor de ligante desejado, em porcentagem;

$P_s$  = teor de agregado,  $(100 - P_b)$ , em porcentagem;

*Massa RAP* = massa total de RAP que será misturado;

*Massa Agregado RAP* = massa do agregado RAP na mistura.

Usando os dados do exemplo anterior e assumindo um teor de ligante total desejado de 5,0%, a massa do ligante virgem pode ser calculada conforme segue:

$$\text{Massa do Ligante Virgem} = \left( 5000 \times \frac{5,0}{95,0} \right) - (1250 - 1175) = 263 - 75 = 188 \text{ g}$$

Portanto, para obter um teor de ligante total de 5,0% na mistura, precisa-se de 263 g de ligante adicionados a 5.000 g de agregados. No entanto, como o RAP antes da mistura (1.250 g) contém ligante, há de se levar isso em conta para calcular a quantidade de ligante virgem a adicionar. No exemplo, há 75 g de ligante no RAP, deixando 188 g de ligante virgem a ser adicionado para se obter um teor total de ligante de 5,0% em massa da mistura.

#### **Comentários adicionais:**

- a escolha dos agregados novos é feita com base nas faixas granulométricas sugeridas pelos órgãos rodoviários e nas características de abrasão e equivalente de areia desses materiais;
- a seleção da consistência do ligante novo é feita a partir dos *blending charts* mencionados anteriormente;
- para a determinação do teor de ligante final da MARQ, utiliza-se o procedimento de dosagem convencional. Para o Asphalt Institute, o teor de projeto é aquele que apresenta um  $V_v = 4\%$  (hoje tendendo a utilizar um  $V_v = 5\%$ ).

O procedimento do Asphalt Institute tem como principal vantagem a simplicidade, pois uma vez definida a quantidade de ligante novo em relação ao ligante do fresado, a dosagem segue o procedimento convencional (misturas sem RAP).

Vale comentar que o teor de projeto pode ser determinado levando-se em conta outros parâmetros. No Brasil, conforme visto anteriormente, o teor de projeto é aquele que satisfaz os limites de volume de vazios, relação betume/vazios, e resistência à tração por compressão diametral (DNIT-ES 033/2021), tal como previsto na DNIT-ES 031/2006.

## **5.6 MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A FRIO**

As misturas recicladas a frio são geralmente estabilizadas com ligante asfáltico (emulsão asfáltica ou asfalto espumado) e ligante hidráulico (cimento Portland ou cal hidratada) adicionados para influenciar a mistura nos seguintes aspectos: cura, propriedades tais como plasticidade e rigidez, e adesividade do ligante asfáltico aos agregados (GODENZONI *et al.*, 2016; ASPHALT ACADEMY, 2020).

Castro (2003) fez um apanhado sobre espuma de asfalto, que estava chegando ao país, e os processos de reciclagem utilizando esse material. Fez uso de uma máquina de espumação em laboratório e, também, o acompanhamento de uma obra executada na rodovia RJ-106, com três trechos teste onde foi variando os teores de espuma, tendo feito a avaliação por 20 meses após a abertura ao tráfego.

Zubaran (2014) buscou definir metodologia para produção de misturas recicladas mornas utilizando espuma de asfalto em usina preparada para processar o RAP em um módulo especial. No campo foram aplicados uma mistura de referência sem RAP, mas com espuma, e outra com 50% de RAP e espuma. Avaliações volumétricas, mecânicas e de envelhecimento do ligante ao longo do processo indicaram a viabilidade econômica, ambiental e técnica da reciclagem morna.

Entre os tipos de misturas recicladas a frio utilizadas para reabilitação de pavimentos, podem ser citados pelo menos quatro tipos distintos, que são usados em diferentes situações de níveis de tráfego, caracterizados pelo tipo de agente estabilizante e dosagem dos mesmos, bem

como pelo comportamento mecânico esperado (GRILLI *et al.*, 2012; GODENZONI *et al.*, 2016). Os quatro tipos são caracterizados de acordo com o tipo de estabilizante e o teor adotado, bem como o seu comportamento mecânico. Encontram-se brevemente descritos a seguir segundo Silva (2019):

- materiais estabilizados com cimento: mistura reciclada produzida apenas com a adição de cimento como agente estabilizante (CTM, do inglês *cement-treated material*), caracterizada pela susceptibilidade ao trincamento por retração, ocorrendo a redução da flexibilidade da mistura (comportamento frágil) e aumento da resistência à deformação permanente, podendo o CTM conter até 6% de teor de cimento (GRILLI *et al.*, 2012; CARDONE *et al.*, 2014);

- mistura asfáltica a frio: denominada em inglês como *cold asphalt mixture* (CAM), essa mistura recebe tal denominação por ser produzida com mais de 3% de teor de asfalto (espuma ou emulsão), considerado um teor elevado quando comparado com os outros tipos de misturas recicladas a frio, e teor de ligante hidráulico limitado, adicionado apenas com a função de filer ativo. A composição da CAM propicia um aumento da resistência à umidade e da flexibilidade, apresentando comportamento susceptível à temperatura e à taxa de carregamento. São misturas geralmente utilizadas em camadas de ligação (*binder*) e camadas de base do pavimento asfáltico (GRILLI *et al.*, 2012; CARDONE *et al.*, 2014);

- mistura estabilizada com asfalto: estabilizada com teor máximo de 3% de emulsão ou espuma, e teor máximo de 1% de cimento Portland ou cal hidratada adicionados na mistura especificamente para função de filer ativo, são denominadas em inglês de *bitumen stabilized material* (BSM). Nessa proporção adotada na composição do BSM, a mistura apresenta comportamento mecânico compatível aos materiais granulares, com a forma de dispersão do estabilizante asfáltico aumentando a coesão da mistura, a resistência ao dano por umidade e a resistência à deformação permanente (JENKINS *et al.*, 2007; ASPHALT ACADEMY, 2009; GUATIMOSIM, 2015);

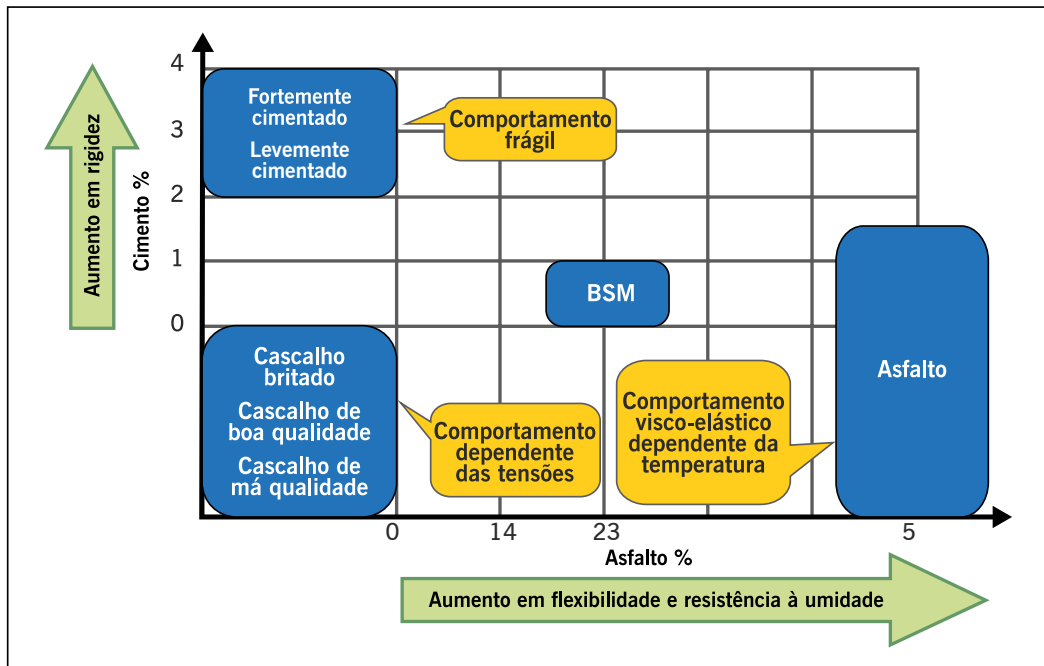
- material estabilizado com cimento e asfalto: caracterizado por possuir maior coesão e rigidez, sendo menos propenso à deformação permanente quando, por exemplo, comparado com os BSMs. Os materiais estabilizados com cimento e asfalto (CBTM, do inglês *cement-bitumen treated material*) são estabilizados com teor máximo de 3% de emulsão ou espuma e com teor de cimento entre 1% e 3%, adotando-se, geralmente, teor de cimento a partir de 2%. O CBTM tem seu comportamento mecânico influenciado pelo teor de cimento adotado e de estabilizante asfáltico utilizado, devido ao tipo de cobertura das partículas dos agregados, o que reduz a susceptibilidade ao trincamento e à rigidez estrutural geral da camada reciclada, podendo ainda destacar-se a dependência do tempo-temperatura e propensão ao dano por fadiga, como ocorre com um CA (GRILLI *et al.*, 2012; CARDONE *et al.*, 2014; GODENZONI *et al.*, 2016).

Nas misturas asfálticas recicladas a frio, o ligante asfáltico presente no RAP geralmente não é extraído e recuperado para caracterização, uma vez que o material fresado é considerado como um “black rock”. Porém, já existem estudos sobre o uso de ARs emulsionados para misturas recicladas a frio com 100% de material fresado (UNGER FILHO, 2018), onde a dosagem da mistura reciclada segue um protocolo semelhante ao da dosagem Marshall para misturas a quente, porém com os parâmetros de acordo com a especificação da ARRA (2017).

Segundo o manual da Asphalt Academy (2020), a quantidade de emulsão ou asfalto espumado em misturas estabilizadas com asfalto, BSM, não deve ultrapassar 2,5% em massa de agregado seco. Na versão anterior do referido manual (ASPHALT ACADEMY, 2009) era considerado BSM teores de ligante asfáltico até 3,0% em massa. A dispersão adequada desses estabilizantes asfálticos e a cobertura dos agregados estão diretamente associados ao aumento da resistência, melhoria na coesão e redução da susceptibilidade à umidade. Para o caso de uso

do cimento Portland, o manual limita o percentual em 1,0%. A figura 5.35 mostra o comportamento das misturas estabilizadas a frio em comparação com outros materiais utilizados em pavimentação, a depender da quantidade de ligante asfáltico e cimento adicionados.

**Figura 5.35** – Comportamento dos diferentes materiais utilizados em pavimentação



Fonte: Asphalt Academy, 2020.

A escolha do tipo de mistura reciclada a frio deve estar diretamente associada ao papel que esse material terá dentro da estrutura do pavimento, bem como do tipo de falha (ou mecanismo de ruptura) atribuída a ele no dimensionamento da estrutura (KUCHIISHI *et al.*, 2019).

Em se tratando da dosagem das misturas recicladas, muito se discute na literatura sobre o que seria mais adequado em termos de tipo de compactação, percentual de ligante asfáltico e ligante hidráulico, além do processo de cura. Este último, em termos de tempo, temperatura e condição do CP, talvez seja o ponto de maior divergência conforme resumido por Bessa *et al.* (2016), havendo muitas possibilidades dependendo do projeto da mistura.

Na África do Sul, a Asphalt Academy (2020) menciona algumas etapas importantes para a dosagem de misturas estabilizadas com asfalto (BSM), entre elas:

1. definição dos mecanismos de ruptura do material a ser projetado (a África do Sul atribui às misturas estabilizadas com asfalto um caráter granular de maior coesão, sendo a deformação permanente o principal mecanismo de dano do material, além das questões associadas ao dano por umidade);
2. considerações sobre o tipo de mistura relacionadas ao tráfego previsto, qualidade dos materiais e clima da região (mesmo as misturas estabilizadas com asfalto são divididas em classes a depender de sua qualidade);
3. definição do tipo de ligante asfáltico (emulsão ou espuma de asfalto);
4. ensaio de resistência à tração por compressão diametral antes e após o condicionamento em água, como etapa de definição do teor de ligante a ser incorporado à mistura.

## 5.7 TRATAMENTO SUPERFICIAL

Os tratamentos superficiais abrangem uma variedade de serviços rodoviários em que, geralmente, o ligante asfáltico e os materiais pétreos são aplicados em espessuras inferiores a 25 mm, sobre bases granulares ou pavimentos estruturalmente adequados. Podem ser classificados de acordo com a sua aplicação nos seguintes tipos (Ceratti *et al.*, 2015): (a) usinados (lama asfáltica e microrrevestimento asfáltico a frio) e (b) sem mistura prévia (tratamentos superficiais por penetração).

### 5.7.1 Tratamento superficial asfáltico por penetração (TSP)

O tratamento superficial por penetração (TSP), como descrito no capítulo 4, é um revestimento asfáltico flexível de espessura delgada, executado por espalhamento sucessivo de ligante asfáltico e agregado, em operação simples ou múltipla, sendo classificado em dois tipos:

- o tratamento superficial simples (TSS) inicia-se pela aplicação do ligante, sendo recoberto em seguida por uma única camada de agregado. O ligante penetra de baixo para cima no agregado (penetração invertida). A prática em alguns estados brasileiros recomenda subdividir a taxa de emulsão em duas aplicações, sendo a primeira antes da distribuição dos agregados e a segunda diluída em água como banho superficial sobre os agregados já espalhados;
- o tratamento múltiplo inicia-se pela aplicação do ligante que penetra de baixo para cima (penetração invertida) na primeira camada de agregado, enquanto a penetração das camadas seguintes de ligante é tanto invertida como direta. A espessura acabada é da ordem de 10 a 20 mm. Os tratamentos múltiplos dividem-se em TSD e TST.

O TSD é uma solução bastante difundida há décadas no país para revestimentos de pavimentos novos, sobre base granular, de solo ou estabilizada, com amplo histórico de sucesso. Mais recentemente a aplicação dessa técnica vem sendo estendida também para restaurações de pavimentos, podendo ser executada sobre praticamente qualquer tipo de revestimento que não tenha irregularidades significativas e que não apresente sinais de defeitos estruturais quando utilizada isoladamente (capítulo 11). Devido à pequena espessura do tratamento, é especialmente importante a sua ligação eficiente à superfície a receber o tratamento.

No TSP é o agregado que confere a textura e a cor da pista, sendo suas funções principais:

- transmitir as cargas até o substrato;
- resistir à abrasão e à fragmentação pela ação do tráfego;
- resistir ao intemperismo;
- assegurar uma superfície antiderrapante;
- promover uma drenagem superficial adequada.

Para obter essas qualidades é necessário que as propriedades geométricas, físico-químicas e mecânicas do agregado, que dependem das suas características mineralógicas e dos métodos usados na sua fabricação, satisfaçam algumas exigências, ilustradas na figura 5.36 e na tabela 5.25 (BARROSO *et al.*, 2020).

**TABELA 5.25 – ENSAIOS GERAIS PARA AGREGADOS EM TSPS**

Ensaio	Normas	Unidade	Valores a serem considerados
Granulometria	DNER-ME 083/98	% passante	Faixas granulométricas para TSS, TSD e TST
Absorção de água	DNER-ME 81/64	% massa	Máxima: 1%
Índice de forma	DNER-ME 86/94	% massa	Superior a 0,5
Durabilidade	ABNT MB 1665	% massa	Inferior a 12%
Abrasão Los Angeles	DNER-ME 035/98	% massa	Igual ou inferior a 40%
Agregado graúdo – adesividade	ABNT NBR 12583:2017	Condição de recobrimento	Adesividade satisfatória

Fonte: Barroso *et al.*, 2020.

Vale notar que é admitida para os TSPs a exploração de resíduos do reaproveitamento e reciclagem de materiais, devendo-se atender às disposições da ABNT NBR 10005/2004 – obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Alguns resíduos devem ser classificados como “perigosos não inertes”, enquadrando-se na classe II-B da ABNT NBR 10004/2004. Exemplos de materiais são os fresados (MESQUITA JÚNIOR, 2017), borracha reciclada moída e agregados siderúrgicos (ROCHA, 2011; LOIOLA, 2009).

Como exemplo, cita-se que Rocha (2011) avaliou em laboratório e em campo, o uso de agregado siderúrgico (escória de aciaria tratada previamente para diminuir a expansão) na granulometria de 0 a 5 mm, como agregado de um TSD, utilizando emulsão RR-2C Flex (com polímero SBR). Discute vários modelos de dosagem e também executou um trecho experimental de 1 km, em uma estrada municipal, com sucesso quando comparado ao segmento completo executado com agregados naturais.

Com respeito à granulometria, a distribuição mais uniforme é a mais adequada. Com agregados bem graduados (graduação contínua) há um envolvimento heterogêneo das partículas, podendo-se chegar à ausência total de cobertura de alguns grãos, diminuindo-se assim a adesão global e aumentando-se o risco de rejeição desses. O risco de exsudação posterior do ligante também é maior. Com agregados de dimensões similares, aplicados na taxa correta, há uma adesão mais uniforme e, portanto, maior estabilidade do conjunto. Obtém-se, assim, também, uma área máxima de contato pneu-agregado.

Costuma-se denominar os agregados de dimensões similares pelos diâmetros nominais mínimo ( $d$ ) e máximo ( $D$ ), com uma indicação da tolerância quanto às frações menor que  $d$  e maior que  $D$ . Segundo Pinto (2004), o diâmetro máximo é definido como a abertura da malha da menor peneira na qual passam, no mínimo, 95% do material, enquanto o diâmetro mínimo é a abertura da malha da maior peneira na qual passam, no máximo, 5% do material. Não existe um critério universal quanto aos valores numéricos que devem ser satisfeitos pela granulometria do agregado. Geralmente, os tamanhos relativos das peneiras  $d$  e  $D$  são assim definidos:  $d \geq k \times D$ , onde  $k = 0,5$  a  $0,8$ , sendo as porcentagens permitidas das frações superiores a  $D$  e inferiores a  $d$  da ordem de 10 a 25%. A tabela 5.26 apresenta uma recomendação para a graduação de agregado, de acordo com a intensidade do tráfego (LARSEN, 1985).

**Figura 5.36** – Exemplos de equipamentos para ensaios em agregados para tratamento superficial



Fonte: Chaves, 2004.

**TABELA 5.26** – RECOMENDAÇÃO PARA AGREGADOS DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

Tráfego	1	2 e 3 <sup>a</sup>
VMD total (volume médio diário nos dois sentidos)	> 2.000	≤ 2.000
$k (= d/D)$	≥ 0,65	≥ 0,50
Fração > $D$	≤ 10%	≤ 20%
Fração > 1,25 $D$	zero	–
Fração > 1,50 $D$	–	zero
Fração < $d$	≤ 15%	≤ 25%
Fração < 2 mm (peneira nº 10)	≤ 2%	≤ 5%
Fração < 0,075 mm (peneira nº 200)	≤ 0,5%	≤ 1,0%

<sup>a</sup> Tráfego 2 corresponde a  $500 < \text{VMD} \leq 2.000$  e tráfego 3 a  $\text{VMD} \leq 500$ . Apesar das recomendações serem idênticas para tráfego 2 e 3, o tamanho do agregado tende a ser menor quanto menor o volume de tráfego, e fica a critério do projetista.

Fonte: Larsen, 1985.

De uma forma geral, quanto mais pesado e intenso o tráfego, maior deverá ser o tamanho do agregado. Por outro lado, quanto mais rígido o substrato, menor será esse tamanho. Para fixação adequada do TSS na base de solo mais fino, é indicado o agulhamento de agregado na mesma, previamente à colocação do TSS. Na escolha do tamanho do agregado, deve-se ainda considerar que, acima de um certo valor, da ordem de 12,5 mm (tratamento simples), a dificuldade em se fixar o agregado no ligante aumenta significativamente, sendo maior o risco de rejeição. Quanto maior o tamanho do grão, maior será também o ruído gerado e maior o desgaste dos pneus.

Para os tratamentos múltiplos, o agregado de tamanho maior (primeira camada) é protegido pela(s) camada(s) superior(es), e o risco de rejeição ou de exsudação é menor. O tamanho relativo do agregado, nas várias camadas do tratamento múltiplo, é frequentemente escolhido de tal maneira que o tamanho nominal do agregado em cada camada seja a metade do correspondente tamanho na camada inferior.

A dosagem exata das taxas a serem empregadas deve ser indicada pelo laboratório. A subdosagem de ligante resultará em um revestimento pouco durável, sujeito à desagregação. O excesso de ligante asfáltico resultará em uma camada de rolamento com macrotextura da superfície fechada e sujeita a exsudação. A definição das taxas de aplicação dos materiais se dá em função do tamanho das partículas, sendo que o teor de ligante deve ser corrigido conforme ocorra a absorção pela superfície dos minerais.

A norma DNIT 146/2012 – ES descreve as características e formas de aplicação de TSS, a DNIT 147/2012, TSD e DNIT 148/2012 – ES TST.

Como exemplo, na norma DNIT 146/2012 indicam-se as seguintes taxas de aplicação de ligantes e agregados: ligante asfáltico 0,8 l/m<sup>2</sup> a 1,2 l/m<sup>2</sup> e agregados entre 8 kg/m<sup>2</sup> a 12 kg/m<sup>2</sup>.

### 5.7.2 Projeto do tratamento superficial por penetração (TSP)

O projeto para o tratamento superficial visa à adequação do tipo de tratamento e dos materiais a serem usados, bem como as suas dosagens de acordo com as condições específicas da obra. A base de conhecimento ainda hoje usada nesses projetos data da década de 1930, mais especificamente dos estudos de F. M. Hanson na Nova Zelândia, com experiências em vários outros países. Atualmente há grande número de métodos para dosagem dos materiais no tratamento superficial, em geral considerando-se parâmetros relacionados ao tamanho do agregado: diâmetro médio no caso do método de Linckelheyl; tamanho máximo efetivo (abertura da malha da peneira na qual passam 90% do agregado) no caso do método da Califórnia; diâmetro “médio ponderado” no caso do método do Asphalt Institute. Larsen (1985) destaca que quando se usam agregados de tamanho comum, 5 a 20 mm, há pequena diferença nos resultados pelos diversos métodos. O leitor pode consultar Larsen (1985) e Pinto (2004) para discussões e exemplos de diferentes métodos de dosagem. Aqui será visto o método experimental direto de dosagem e, na sequência, experiências mais recentes de dosagem no país com base em Barroso *et al.* (2020).

#### Método experimental direto

O método direto mais usado é o chamado ensaio de placa ou bandeja, que consiste em espalhar o agregado sobre uma placa plana de área conhecida (500 x 500 mm) de modo a cobrir a área da placa, obtendo-se um mosaico uniforme de agregado sem superposição e sem falhas. Deve-se repetir o processo três vezes (PINTO, 2004).

Este é um método direto no qual a quantidade de agregados é determinada experimentalmente pelo uso de gabarito retangular simples, de contornos metálicos, com as dimensões internas de 0,5 x 1,0 m e altura de aproximadamente 3 cm. O agregado, retirado de uma caixa previamente pesada, é acomodado dentro do gabarito, uniforme e cuidadosamente, evitando faltas ou excessos. Feito isso, pesa-se novamente a caixa, obtendo-se por diferença de peso a quantidade em quilos do agregado distribuído no gabarito. Multiplicando por dois, visto que a caixa tem 0,5 m de largura, dessa quantidade é obtida a taxa de agregados em kg/m<sup>2</sup>. Procede-se da mesma forma com as demais granulometrias que comporão cada camada. Usando a densidade aparente do agregado, convertem-se as quantidades obtidas em litros/m<sup>2</sup> (BUZATTI, 1994).

Calcula-se a taxa de agregado graúdo da primeira camada ( $T_g$ ) pela seguinte expressão:

$$T_g = \frac{P_t - P_p}{A} \quad (5.49)$$

Onde:

$P_t$  = massa da placa com o agregado;

$P_p$  = massa da placa;

$A$  = área da placa.



Conhecida a massa específica aparente solta do agregado em  $\text{g/cm}^3$ , calcula-se a mesma taxa em  $\text{litros/m}^2$ , ou seja:

$$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \frac{\text{cm}^3}{\text{g}} = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \frac{10^{-3} \text{ dm}^3}{10^{-3} \text{ kg}} = \frac{\text{l}}{\text{m}^2} \quad (5.50)$$

A taxa de agregado miúdo ( $T_m$ ) é aproximadamente metade da taxa de agregado graúdo no caso do TSD. A taxa de ligante ( $T_L$ ), considerando o uso de CAP, é determinada por:

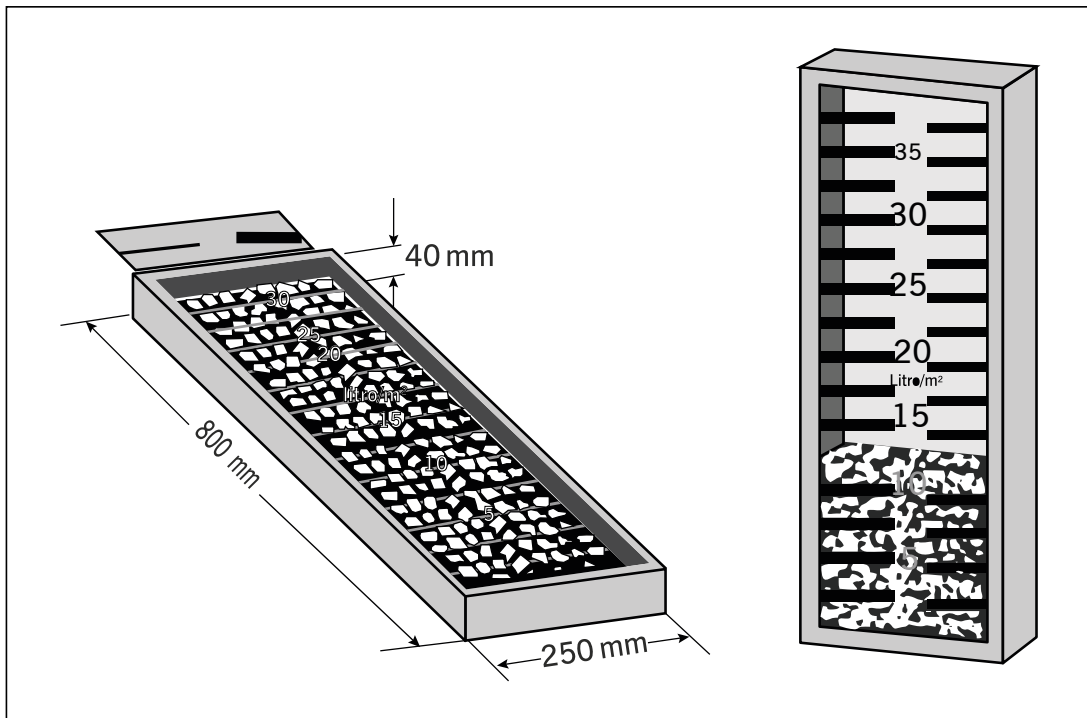
$$T_L = 0,10 \times T_T \quad (5.51)$$

Onde:

$$T_T = T_g \left( \frac{\text{l}}{\text{m}^2} \right) + T_m \left( \frac{\text{l}}{\text{m}^2} \right) \quad (5.52)$$

O uso de uma caixa dosadora (800 x 250 x 40 mm), idealizada por Vaniscotte e Duff (1978a, 1978b), é útil na dosagem do agregado – figura 5.37 (LARSEN, 1985). Espalha-se o agregado sobre o fundo da caixa, em posição horizontal, de modo a formar um mosaico igual ao que se deseja construir na pista. Coloca-se então a caixa na posição vertical e lê-se a taxa de agregado, em  $\text{litro/m}^2$ , na graduação indicada na tampa transparente da caixa (PINTO, 2004). A mesma caixa pode ser usada no controle do espalhamento na pista.

**Figura 5.37** – Caixa dosadora para tratamento superficial



Fonte: Larsen, 1985.

A dosagem ótima é a que corresponde à ausência de exsudação e o mínimo de rejeição de agregado da última camada do tratamento, o que é possível, por exemplo, a partir da realização de testes em um simulador de tráfego de laboratório, onde rodas padronizadas solicitam o tratamento construído em placas experimentais.

Pinto (2004) apresenta o seguinte exemplo do método experimental direto para um TSD. Dada a massa da bandeja ou placa com o agregado da primeira camada,  $P_t = 9,019$  kg, sendo a massa da bandeja ou placa,  $P_p = 3,593$  kg e a área da placa  $A = 0,32$  m<sup>2</sup>.

Calcula-se a taxa de agregado graúdo da primeira camada ( $T_g$ ):

$$T_g = \frac{P_t - P_p}{A} = \frac{9,019 - 3,593}{0,32} = 17 \text{ kg/m}^2$$

Lembrando que a taxa de agregado miúdo ( $T_m$ ) é aproximadamente metade da taxa de agregado graúdo, portanto,  $T_m = 9$  kg/m<sup>2</sup>. A taxa total de agregados é dada por:

$$T_T = 17 + 9 = 26 \text{ kg/m}^2$$

Conhecida a massa específica aparente solta do agregado, no exemplo 1,35 g/cm<sup>3</sup>, calcula-se a taxa total de agregados em litros/m<sup>2</sup> da seguinte forma:

$$T_T = \frac{17 + 9}{1,35} = 19 \text{ litros/m}^2$$

A taxa de ligante ( $T_L$ ) é determinada por:  $T_L = 0,10 \times T_T = 0,10 \times 19 = 1,9$  litro/m<sup>2</sup>

Esse volume é dividido entre os dois banhos, assumindo-se como regra prática que 60% do valor é colocado no 1º banho de ligante e 40% no 2º:

1º banho de ligante (60%):  $1,2$  litro/m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  1ª camada de agregado:  $17$  kg/m<sup>2</sup>

2º banho de ligante (40%):  $0,7$  litro/m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  2ª camada de agregado:  $9$  kg/m<sup>2</sup>

Como ilustração de dosagem de TST pelo método da caixa dosadora, apresenta-se a seguir outro exemplo de modo a fornecer ao leitor ordens de grandeza dos parâmetros considerados.

1. Materiais utilizados: o material asfáltico usado é uma emulsão RR-2C, obedecendo às características técnicas da NBR 14594. Os agregados são brita 1 (3/4"-5/8"), brita 0 (3/8"-1/4") e pedrisco (1/4"-2,38 mm), enquadradas nas faixas A, B e C da especificação DNER-ES 310/97. As granulometrias desses agregados são apresentadas na tabela 5.27 e os resultados dos demais ensaios na tabela 5.28.
2. Projeto: pelo método direto da caixa dosadora chegou-se às quantidades indicadas na tabela 5.29.

**TABELA 5.27 – GRADUAÇÃO DOS AGREGADOS PARA TST USADOS NO EXEMPLO**

Peneira	Brita 1	Especificação faixa A	Brita 0	Especificação faixa B	Pedrisco	Especificação faixa C
1"	–	100	–	–	–	–
3/4"	100,0	90–100	–	–	–	–
1/2"	23	20–55	–	100	–	–
3/8"	0,3	0–15	100,0	85–100	100,0	100
Nº 4	0,2	0–	14	10–30	91,4	85–100
Nº 10	–	–	0,4	0–10	22,7	10–40
Nº 200	0,1	0–1	0,2	0–2	0,8	0–2

Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.28 – RESULTADOS DOS DEMAIS ENSAIOS**

	Unidade	Especificação	Brita 1	Brita 0	Pedrisco
Massa específica aparente solta	g/cm <sup>3</sup>	–	1,551	1,532	1,450
Ensaio de qualidade do agregado					
Índice de lamelalidade (DAER/ RS-EL 108/01)	%	40 – máximo	13,4	8,7	–
Abração Los Angeles	%	40 – máximo		16,1	

Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.29 – RESULTADOS DA DOSAGEM**

Taxa da 1ª aplicação de RR-2C	1,1 litro/m <sup>2</sup>
Taxa da 1ª aplicação de agregado – brita 1	19,4 kg/m <sup>2</sup>
Taxa da 2ª aplicação de RR-2C	1,2 litro/m <sup>2</sup>
Taxa da 2ª aplicação de agregado – brita 0	10,2 kg/m <sup>2</sup>
Taxa da 3ª aplicação de RR-2C (diluída)	1,0 litro/m <sup>2</sup> diluído a 30% de água
Taxa da 3ª aplicação de agregado – pedrisco	6,7 kg/m <sup>2</sup>

Obs.: Para os cálculos da taxa de ligante considerou-se o resíduo da emulsão no valor de 68,0%.

Fonte: Elaborada pelos autores.

### Avanços recentes do projeto de TSPs no Brasil

As recomendações a seguir advêm dos trabalhos de Barroso *et al.* (2020) para os diversos tipos de tratamentos superficiais, sendo que esses trabalhos vêm buscando uma maior racionalidade às dosagens desse importante tipo de revestimento, sobretudo em regiões que possuem volumes de tráfego mais baixos. Não por acaso, muitos dos desenvolvimentos ocorreram justamente no Ceará, estado no qual 61% dos revestimentos são em TSP. A seguir, são colocadas as recomendações divididas em TSS, TSD e TST.

No método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNIT, MeDiNa, os tratamentos superficiais duplos e triplos estão contemplados para tráfego correspondente a  $N \leq 10^6$ .

### TSS

Os agregados devem ser selecionados a partir de partículas angulares e de textura rugosa, a fim de favorecer a aderência com a emulsão asfáltica. A absorção de ligante pelo agregado deve ser considerada no projeto de forma a ponderar a taxa de ligante absorvido.

Outro parâmetro a observar é a uniformidade do tamanho, sendo recomendados grãos cúbicos e de distribuição granulométrica uniforme. A tabela 5.30 traz as classes adotadas em TSS, conforme o volume de tráfego e já inclui informações do TSD discutido mais adiante.

**TABELA 5.30 – CLASSES GRANULOMÉTRICAS PARA TSS E TSD**

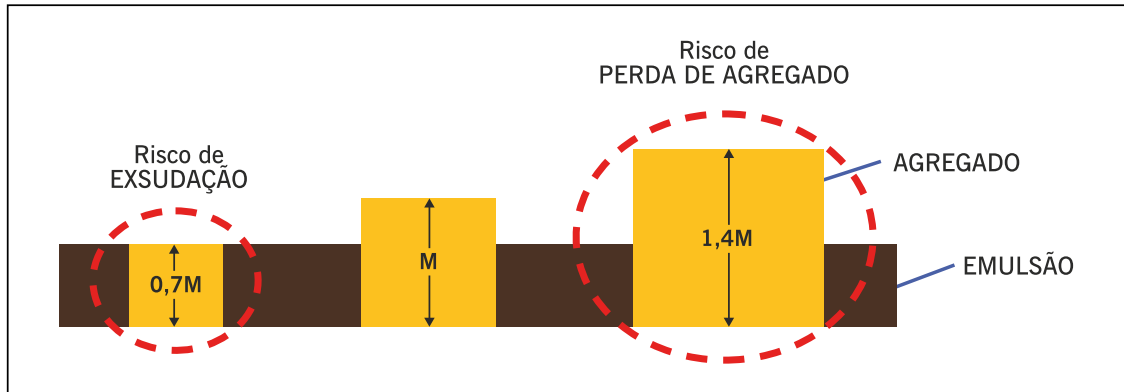
TS	Classes	D1-d1 (mm)	D2-d2 (mm)	N
TSS	I	19-16	NA	$2,5 \times 10^5 < N \leq 7,5 \times 10^5$
	II	16-10	NA	$7,5 \times 10^4 < N \leq 2,5 \times 10^5$
	III	10-6,3	NA	$7,5 \times 10^4 \leq N$
TSD	I-II	19-16	16-10	$2,5 \times 10^6 < N \leq 5 \times 10^6$
	II-III	16-10	10-6,3	$10^6 < N \leq 2,5 \times 10^6$
	IV-III	19-10	10-6,3	$N \leq 10^6$

Obs.: D1-d1 representam as aberturas das malhas referentes a 100% de material passante e 100% de material retido da primeira camada, e D2-d2 se referem à segunda camada.

Fonte: DERT-ES-P-10/00, 2000.

Selecionada a classe de serviço, calcula-se o parâmetro *performance based uniformity coefficient* (PUC), aqui traduzido como coeficiente de uniformidade; SILVA et al., 2018). Trata-se de um indicador da qualidade do agregado para emprego em TSPs por meio da análise granulométrica. O PUC une o critério de falha de McLeod (figura 5.38) e o coeficiente de uniformidade utilizado em solos. O risco de falha pelo excesso de ligante ou perda de agregado é minimizado quando a graduação dos agregados é escolhida adequadamente.

**Figura 5.38** – Critério de McLeod



Fonte: Barroso et al., 2020; adaptado de Lee e Kim, 2009.

A porcentagem de excesso de ligante e de perda de agregado pode ser calculada pelas equações 5.53 e 5.54, respectivamente, sendo o PUC função dessas duas variáveis, conforme a equação 5.55.

$$\text{Excesso de ligante (\%)} = P_{EM} \quad (5.53)$$

$$\text{Perda de agregado (\%)} = 100 - P_{2EM} \quad (5.54)$$

$$PUC = \frac{P_{EM}}{P_{2EM}} \quad (5.55)$$

Onde:

PUC = coeficiente de uniformidade, expresso em %;

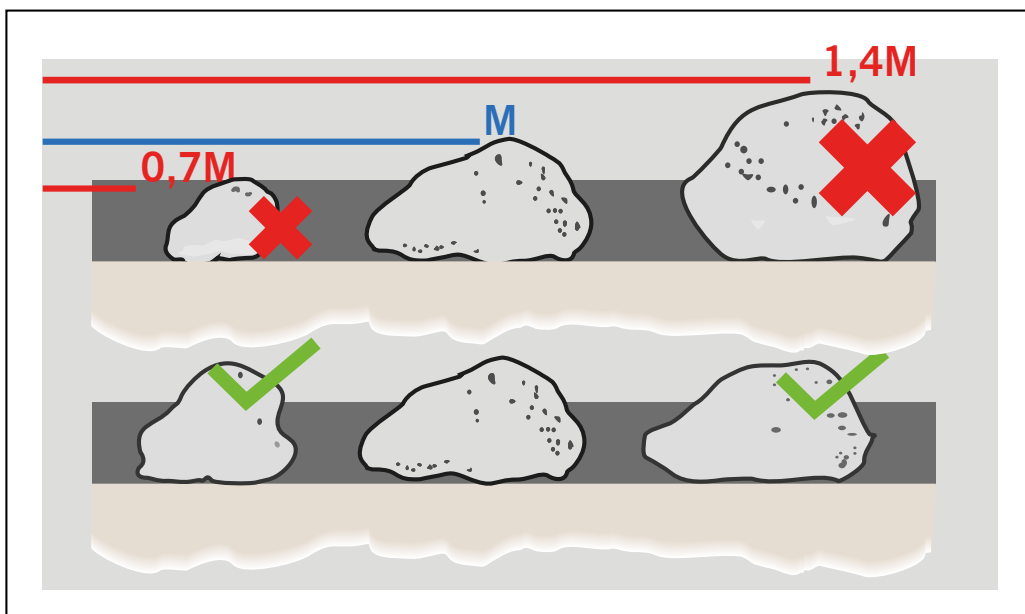
$P_{EM}$  = percentual que passa, na curva granulométrica do agregado, correspondente ao diâmetro 0,7 M. Esse percentual representa a quantidade de agregado com tamanho muito menor que o da mediana e apresenta riscos de exsudação;

$M$  = diâmetro correspondente a 50% do material que passa, na curva granulométrica do agregado, ou seja, trata-se da mediana da curva granulométrica;

$P_{2EM}$  = percentual que passa, na curva granulométrica do agregado, correspondente ao diâmetro 1,4 M. Esse percentual representa a quantidade de agregado com tamanho muito maior que o da mediana e apresenta riscos de se soltar do revestimento.

As partículas menores que  $P_{EM}$  estão sujeitas a induzirem exsudação, pois seu alto percentual de recobrimento diminui o contato dos pneus com a macrotextura dos agregados. Já os grãos superiores a  $P_{2EM}$  podem se sujeitar ao descolamento, uma vez que a baixa área superficial aderida ao filme de ligante pode não ser suficiente aos esforços impostos sobre o TSS. A figura 5.39 esquematiza esses limites que podem ser inferidos a partir da granulometria.

**Figura 5.39** – Exsudação e perda de agregados em tratamentos superficiais



Fonte: Mesquita Júnior, 2020.

Deve-se traçar a curva granulométrica do agregado e promover a retirada dos grãos que não se enquadrem nos limites das variáveis especificadas na equação 5.55. O valor assumido pelo PUC deverá ser o menor possível.

Para definição da taxa de agregados ( $T_{ag}$ ), recomenda-se considerar a influência do tipo de agregado na dosagem, não se devendo ignorar a influência da densidade. O método da bandeja pode ser usado para definir a taxa real de diferentes tipos de agregados (naturais e artificiais). Deve-se calcular  $T_{ag}$  no laboratório, em volume ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ), recomendando-se que seja confirmada no campo.

A especificação DERT-ES-P-10/00 fixa o método da bandeja de fundo vermelho, 500 mm × 500 mm, onde são colocadas manualmente as partículas de agregado até que se observe o mínimo possível da cor vermelha, conforme figura 5.40. Pela diferença de massa, obtém-se a taxa de agregados em massa ( $T_{m_{ag}}$ ), que deve ser convertida para taxa em volume ( $T_{v_{ag}}$ ) pela massa específica solta. A determinação da massa específica solta também é obtida com uma caixa de madeira de dimensões internas de volume conhecido, 300 mm × 300 mm × 200 mm. A taxa de agregado ( $T_{ag}$ ) a ser aplicada (equação 5.56), em volume, será o resultado da taxa efetiva do agregado em volume ( $T_{v_{ag}}$ ) multiplicado por 1,05 (considera-se na dosagem um excesso de 5% a mais de agregados).

$$T_{ag} = 1,05 \times T_{v_{ag}} \quad (5.56)$$

**Figura 5.40** – Método da bandeja



Fonte: Pereira, 2013.

O teor de CAP, em litros/m<sup>2</sup>, é obtido da equação 5.57. Para cada tipo de emulsão deve ser feita uma avaliação da sua composição a fim de identificar o teor de CAP para a dosagem. Para uma emulsão asfáltica do tipo RR-2C, por exemplo, considera-se o teor de CAP como 67% da composição do ligante e, devido a sua viscosidade, o seu aproveitamento é 10% superior ao do CAP (ver equação 5.58).

A partir da taxa aplicada de agregados ( $T_{ag}$ ), calcula-se a taxa de emulsão asfáltica ( $T_{RR-2C}$ ) por meio da relação empírica da equação 5.59, conforme DERT-ES-P-10/00 (2000).

$$T_{CAP} = T_{ag}/12 \quad (5.57)$$

$$T_{RR-2C} = \frac{0,9 \times T_{ag}}{0,67 \times 12} = 0,112 \times (T_{ag}) \quad (5.58)$$

Em que:

$T_{RR-2C}$  = teor de emulsão RR-2C, em l/m<sup>2</sup>;

$T_{CAP}$  = teor de CAP na composição da emulsão.

## TSD

A dosagem do TSD é similar à do TSS, com algumas adaptações. A tabela 5.28 já mostrava a relação das classes adotadas em TSDs, segundo o volume de tráfego. Aplica-se a equação 5.56, descrita para a dosagem de TSS, ao cálculo do PUC para uso na primeira camada do TSD. Mesquita Júnior *et al.* (2019) demonstram que a metodologia do coeficiente PUC possui maior impacto para a primeira camada do TSD. Em relação à segunda camada de agregados, deve ser considerada a granulometria convencionalmente descrita na tabela 5.28 em virtude de um melhor preenchimento verificado nos vazios do revestimento até que outras pesquisas possam confirmar a aplicação do PUC em TSD e TST.

Deve-se então promover a retirada das partículas que se localizarem fora dos limites fixados nas malhas de  $P_{EM}$  e  $P_{2EM}$  apenas da primeira camada do TSD. A taxa de agregados é calculada como a soma das duas taxas de materiais. Essa taxa final deve ser validada em laboratório e no campo pelo método da bandeja de fundo vermelho (DERT-ES-P-10/00, 2000) e convertida para volume. A taxa de agregado ( $T_{ag}$ ) a espalhar em volume será o resultado da taxa do agregado em volume ( $T_{vag}$ ) multiplicado por 1,05, conforme apresentado na equação 5.60, para cada camada individual.

$$T_{ag} = 1,05 \times (T_{vag_{camada\ 1}} + T_{vag_{camada\ 2}}) \quad (5.59)$$

Já a taxa de emulsão asfáltica ( $T_{RR-2C}$ ) para TSD é calculada pela equação 5.61. Após a obtenção do total de ligante necessário, é feita a separação para cada camada. No caso da taxa de emulsão, recomenda-se destinar 40% do total para a primeira camada (equação 5.64) e dos 60% restantes, são destinados 0,5 litro/m<sup>2</sup> para o banho diluído e o que sobrar é então aplicado na segunda camada de emulsão (equação 5.65).

$$T_{RR-2C}(\text{total}) = \frac{0,9 \times T_{ag}}{0,67 \times 12} = 0,112 \times (T_{ag_{camada\ 1}} + T_{ag_{camada\ 2}}) \quad (5.60)$$

$$T_{RR-2C}(1^{\text{a}}\text{ camada}) = 40\% \times T_{RR-2C}(\text{total}) \quad (5.61)$$

$$T_{RR-2C}(2^{\text{a}}\text{ camada}) = 60\% \times T_{RR-2C}(\text{total}) - 0,5 \quad (5.62)$$

Recomenda-se a aplicação do banho diluído, pois aumenta consideravelmente a coesão superficial e funciona quase como um selante, já que a matriz pétreo do TSP é mais aberta que a de misturas asfálticas. A fabricação desse banho diluído se dá pela proporção de 1:1 de mistura em água. Sua execução sobre o TSD deverá ocorrer logo após o espalhamento da segunda camada de agregados, antes da etapa de compactação.

## TST

Reproduzem-se aqui as classes granulométricas sugeridas pela norma do DER-ES-P-00/021 (2006). O agregado deve estar enquadrado em uma das seis faixas dispostas na tabela 5.31. Indica-se o uso das combinações de classes BDF e ACE como grupos de dosagem em projetos de TST.

De modo preliminar, recomendam-se as curvas granulométricas das diferentes camadas do tratamento superficial. A equação 5.55 de cálculo do PUC deve ser aplicada à primeira camada de agregados, seguida da não aplicação na segunda, em virtude de um preenchimento de vazios mais efetivo (MESQUITA JÚNIOR *et al.*, 2019). Fica facultado ao projetista a aplicação do PUC para a terceira camada do TST. O cálculo desse parâmetro deverá abranger o disposto no tópico para TSS, assumindo o menor valor possível.

**TABELA 5.31 – CLASSES GRANULOMÉTRICAS PARA TST**

Classes	Aberturas das peneiras (mm)	38 mm	25 mm	19 mm	12,5 mm	9,5 mm	4,8 mm	2,4 mm	0,075 mm
A	25-12,5	100	90-100	20-55	0-10	–	–	–	0-2
B	19-9,5	–	100	90-100	20-55	0-15	–	–	0-2
C	12,5-4,8	–	–	100	90-100	40-75	0-15	–	0-2
D	9,5-4,8	–	–	–	100	90-100	0-20	0-5	0-2
E	9,5-2,4	–	–	–	100	90-100	10-30	0-8	0-2
F	4,8-2,4	–	–	–	–	100	75-100	0-10	0-2

Fonte: DER-ES-P-00/021, 2006.

O projeto do TST deve trazer informações sobre: (i) as classes escolhidas da tabela 5.31; (ii) detalhes do uso do PUC para primeira camada; (iii) aplicação da classe de projeto para a segunda camada e (iii) procedimento escolhido para as partículas da terceira e última camada do TST, de modo a manter a classe adotada pela tabela 5.31 ou modificá-la com o ajuste da uniformidade proposto pelo PUC. Deve-se então promover a retirada das partículas que se localizarem fora dos limites fixados nas malhas de  $P_{EM}$  e  $P_{2EM}$  para as camadas referentes a tal aplicação.

As primeiras taxas de agregados (litros/m<sup>2</sup>) são recomendadas conforme tabela 5.32 e devem em seguida ser confirmadas pelo método da bandeja. A taxa efetiva de agregado é calculada como a soma das taxas relativas das três camadas e com a validação em laboratório ou em campo pelo método da bandeja de fundo vermelho após converter a taxa da tabela 5.32 em massa para inferência por diferença de massa.

**TABELA 5.32 – TAXAS DE AGREGADOS (LITROS/M<sup>2</sup>) PARA TST**

Camadas	Classes	BDF	ACE
1 <sup>a</sup>	A	–	18
	B	14	–
	C	–	–
	D	–	–
	E	–	–
	F	–	–
2 <sup>a</sup>	C	–	9,5
	D	7	–
	E	–	–
	F	–	–

Fonte: DER-ES-P-00/021, 2006.

Converte-se a taxa efetiva para volume pela massa específica solta (caixa de madeira de dimensões 300 mm × 300 mm × 200 mm) em que a taxa de agregados ( $T_{ag}$ ) a ser espalhada é calculada como:  $1,05 \times$  taxa efetiva de agregados em volume. A definição das taxas de emulsão asfáltica (TEAP) se dá conforme a classe granulométrica adotada anteriormente pela tabela 5.31, sendo que constam na tabela 5.33.



**TABELA 5.33 – TAXAS DE EMULSÃO ASFÁLTICA PARA TST EM L/M<sup>2</sup>**

Camadas	BDF	ACE
1 <sup>a</sup>	1,4	1,4
2 <sup>a</sup>	1,9	2,3
3 <sup>a</sup>	0,8	1,0
Total	4,1	4,7

Fonte: DER-ES-P-00/021, 2006.

Em virtude da coesão do tratamento, deverá ser descontado 0,5 litro/m<sup>2</sup> da T<sub>EAPC</sub> referente à terceira camada de emulsão do TST, aplicando-se como banho diluído sobre o revestimento acabado antes da compactação da última camada de agregados. Considera-se a proporção 1:1 de diluição em água.

### Ensaio de desempenho após a dosagem dos materiais

Ensaio de desempenho são instrumentos para teste e validação dos procedimentos de dosagem em tratamentos superficiais, em que as principais falhas de projeto a serem evitadas são a exsudação e a perda de agregados (SILVA, 2018). Não são ensaios comumente realizados no Brasil, mas recomenda-se pelo menos a execução do ensaio de perda de agregados pela sua simplicidade e baixo custo.

Para tal pode ser usado o *wet test abrasion test* (WTAT), uma adaptação de procedimento para MRAF e lama asfáltica, denominado perda por abrasão úmida (ABNT NBR 14746:2014). Pode ser utilizado em TSPs para simular a perda de agregados através do desgaste (D) obtido em CPs com a dosagem definida em projeto. O leitor é referido a Pereira (2013) para mais informações sobre esse tema. Conforme esses dois últimos trabalhos, recomenda-se um D de até 20% obtido no equipamento WTAT para considerar o TSP como de bom desempenho.

## 5.8 MICRORREVESTIMENTO ASFÁLTICO E LAMA ASFÁLTICA

Conforme visto no capítulo 4, o microrrevestimento asfáltico e a lama asfáltica são tecnologias afins, embora a segunda seja mais restritiva, estando os agregados neste caso sujeitos a especificações menos severas quando comparadas às especificações do microrrevestimento. Em ambos os casos o ganho estrutural é mínimo ou inexistente, sendo as técnicas usadas fundamentalmente para melhoramento da rugosidade do revestimento. Os procedimentos de dosagem são empíricos e envolvem ensaios e análises em laboratório complementadas por observações em campo. Primeiramente são descritos aqui os ensaios mecânicos usados no procedimento de dosagem quando se consideram as duas técnicas, para em seguida serem apresentados de forma resumida os procedimentos propriamente ditos, devidamente acompanhados de exemplos práticos. Aconselha-se buscar as referências Espírito Santo e Reis (1994), FHWA (1994), ISSA (2005a, 2005b, 2010) e DNIT (2018) para mais detalhes.











**TABELA 5.34 – REQUISITOS PARA AGREGADOS USADOS EM MICRORREVESTIMENTO ASFÁLTICO A FRIO**

Peneira		Porcentagem em peso, passando			Tolerância*
ASTM	(mm)	I	II	III	
1/2"	12,50	–	–	100	–
3/8"	9,50	100	100	85 – 100	±5
Nº 4	4,76	90–100	70–90	60 – 87	±5
Nº 8	2,36	65–90	45–70	40 – 60	±5
Nº 16	1,18	45–70	28–50	28 – 45	±5
Nº 30	0,60	30–50	19–34	19 – 34	±5
Nº 50	0,33	18–30	12–25	14 – 25	±5
Nº 100	0,15	10–21	7–18	8 – 17	±3
Nº 200	0,075	5–15	5–15	4 – 8	±2
Asfalto residual, % em peso do agregado		7,5–13,5	6,5–12,0	5,5 – 7,5	±0,3
Fíler, % em peso do agregado		0–3	0–3	0 – 3	–
Taxa de aplicação, kg/m <sup>2</sup>		5–11	8–16	15 – 30	–
Espessura, mm		4–15	6–20	12 – 37	–
Utilização		Rodovias de média intensidade de tráfego e aeroportos	Rodovias de tráfego pesado, trilhas de roda, camada de texturização ou nivelamento	Rodovias de tráfego pesado, trilhas de roda, camada de texturização ou nivelamento. Normalmente executada em duas camadas	

\*As tolerâncias constantes na tabela são permitidas desde que os limites da faixa não sejam ultrapassados

Fonte: DNIT 035/2018.

No que diz respeito aos agregados desse tipo de revestimento, ainda segundo a especificação de serviço DNIT- 035/2018-ES, devem ser provenientes da britagem de rochas, sendo que as partículas individuais devem ser limpas, resistentes, livres de torrões de argila ou de substâncias nocivas e apresentar as seguintes características:

- desgaste Los Angeles  $\leq$  30% (conforme DNER-ME 035/1998). Podem ser admitidos desgastes superiores desde que comprovado desempenho satisfatório em experiência anterior;
- boa durabilidade, com perda inferior a 12% (conforme DNER-ME 089/1994);
- equivalente de areia  $\geq$  65% (conforme DNER-ME 054/1997);
- absorção de azul de metileno, máximo de 10 ml (conforme ABNT NBR 14949/2017);
- índice de forma superior a 0,5 (conforme DNER-ME 086/1994).

Podem também ser empregados no MRAF agregados oriundos de reciclagem, reaproveitamento e reutilização, desde que com os devidos estudos que comprovem a compatibilidade dos materiais e o bom desempenho da mistura (recomendados), ou haja aplicações prévias que demonstrem bons resultados (BARROSO *et al.*, 2020).

Esses materiais alternativos devem ser classificados como classe II-B (não perigoso inerte) pela ABNT NBR 10004/2004, vedando-se o uso de materiais de classe I. A referida classi-

ficação deve ser determinada pelas indicações na norma citada e, também, em ABNT NBR 10005/2004: Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Exemplos de agregados alternativos são: (i) agregado siderúrgico (AS ou escória de aciaria) e (ii) material fresado de pavimentos asfálticos. Trabalhos como os de Castro (2014) e Dantas (2019) ilustram a substituição parcial do agregado para MRAF.

Nos casos de materiais alternativos, além da realização dos ensaios de caracterização, são necessários ensaios ambientais (solubilização conforme ABNT NBR 10006/2004 e lixiviação conforme ABNT NBR 10005/2004), bem como outros ensaios auxiliares a depender do tipo de material alternativo. Por exemplo, para o caso de AS, deve-se avaliar o potencial de expansão e teor de impurezas, conforme DNER-ME 262/1994 (Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários), que indica ainda condições específicas de atendimento. Para o caso de material fresado, determina-se o teor de betume na mistura, conforme DNER-ME 053/1994 (Misturas betuminosas – percentagem de betume) e/ou por DNIT-ME 158/2011 (Mistura asfáltica – determinação da porcentagem de betume em mistura asfáltica utilizando o extrator Soxhlet – método de ensaio).

Além dos ensaios citados, a absorção pode ser obtida, uma vez que agregados alternativos tendem a possuir valores superiores aos convencionais. A absorção é útil para a definição do teor de ligante e a estimativa do consumo de água da mistura.

### Exemplo – dosagem de microrrevestimento asfáltico

O presente exemplo contém a dosagem de um microrrevestimento asfáltico de uma forma executada na prática por uma empresa nacional. Primeiramente, determinam-se os teores dos agregados de modo a enquadrar o micro numa faixa específica, neste exemplo na faixa II do DNIT. A tabela 5.35 apresenta a composição dos agregados, suas respectivas proporções e o devido enquadramento da faixa de projeto na faixa desejada.

**TABELA 5.35 – COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS PARA MICRORREVESTIMENTO**

Peneira	Pó de pedra	Pedrisco	Cal CH1	Faixa de projeto			Faixa II DNIT 035/2005-ES	
	69,0%			30,0%	1,0%	% mínimo	Alvo	% máximo
3/8"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
Nº 4	99,5	18,7	100,0	70,27	75,27	80,27	70,0	90,0
Nº 8	74,5	2,2	100,0	48,07	53,07	58,07	45,0	70,0
Nº 16	51,1	1,6	100,0	31,74	36,74	41,74	28,0	50,0
Nº 30	36,4	1,3	100,0	21,51	26,51	31,51	19,0	34,0
Nº 50	26,5	1,51	98,8	15,60	19,60	23,60	12,0	25,0
Nº 100	18,5	0,9	95,1	10,99	13,99	16,99	7,0	18,0
Nº 200	12,2	0,6	89,6	7,49	9,49	11,49	5,0	15,0

Fonte: Elaborada pelos autores.

O equivalente de areia do agregado foi determinado de acordo com DNER-ME 054, sendo igual a 70,8%. Foi realizado então o ensaio de azul de metileno na fração fina do agregado, de acordo com a norma da ISSA-TB 145 (NBR 14949/2003), sendo o resultado 4,0 mg/g de agregado.

A partir da composição determinada, e considerando-se 0,5% de aditivo, definiram-se então cinco teores (% em massa) de uma emulsão asfáltica com polímero com resíduo igual a





**TABELA 5.37 – DADOS DE COESÃO NO TEOR ÓTIMO**

Tempo de cura, minutos	30,0	60,0	90,0
Coesão, kg.cm	15,0	22,0	26,0
Requisito ISSA-TB 139, kg.cm	12,0 mínimo	20,0 mínimo	–

Fonte: Elaborada pelos autores.

O resumo das informações da dosagem do microrrevestimento do exemplo em questão é fornecido na tabela 5.38.

**TABELA 5.38 – CÁLCULO DOS ÍNDICES EM FUNÇÃO DO TEOR ÓTIMO DE EMULSÃO**

Índices	Exemplo de dosagem
Teor ótimo – emulsão, %	9,2
Teor ótimo – residual de asfalto, %	5,7
WTAT – desgaste, g/m <sup>2</sup>	270,30
LWT – adesão de areia, g/m <sup>2</sup>	270,30
WST – deslocamento úmido, %	98,00
LWT – deslocamento vertical, %	–
LWT – deslocamento lateral, %	–

Fonte: Elaborada pelos autores.

### 5.8.3 Dosagem de lama asfáltica

A norma DNIT 159/2010 ES determina as características dos materiais a serem utilizados, os passos da aplicação e controles de campo. Podem ser empregadas as emulsões asfálticas catiônicas de ruptura lenta, tipos LA-1C, LA-2C, RL-1C, LAN e LAR-C. Apresenta uma tabela de características granulométricas dos agregados em três faixas, com intervalos da taxa de aplicação para cada uma, e, também, a taxa de água adicional.

A dosagem adequada da lama asfáltica, segundo DER – PR (2005), é realizada com base nos ensaios recomendados pela International Slurry Surfacing Association (ISSA). Na tabela 5.39 mostram-se, como exemplo, os ensaios a serem realizados para a dosagem e seus valores admissíveis segundo a norma DER – PR ES -P 24/05.

Como orientação, a título de ordem de grandeza, apresentam-se os limites esperados para o teor ótimo de emulsão, expressos em relação à massa total de agregados, para cada uma das faixas da ES-P 24/05 do DER/PR – tabela 5.40 e outros parâmetros da dosagem.



Onde:

$E$  = superfície específica da mistura de agregados + fíler, m/kg;

$P_2$  = massa do material retido entre as peneiras 1/2"-nº 4;

$P_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 4-nº 10;

$S_3$  = massa do material retido entre as peneiras nº 10-nº 40;

$S_2$  = massa do material retido entre as peneiras nº 40-nº 80;

$S_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 80-nº 200;

$F$  = massa do material passante na peneira nº 200;

$L$  = teor residual de asfalto, %;

$L_e$  = teor de emulsão, %;

$r$  = resíduo de emulsão, %;

$k$  = módulo de riqueza, com os seguintes valores correspondentes às faixas I ( $k = 7$ ), II ( $k = 6$ ), III ( $k = 5$  a  $6$ ) e IV ( $k = 4$ ).

- (d) *Definição do teor ótimo de água:* a quantidade ótima de água deve ser aquela que permita o máximo em trabalhabilidade, sem ocorrência de escorrimento. Um exagerado teor de água tende a provocar a sedimentação dos finos e a flotação da emulsão asfáltica, resultando em superfície exsudada e altamente derrapante sob condições chuvosas. O teor de água está, também, vinculado ao tempo da cura da massa na pista, uma quantidade maior de água implicando maior tempo de cura. A definição do teor ótimo de água é procedida pela análise da trabalhabilidade/consistência da massa, executando-se misturas com o teor teórico da emulsão previamente determinado e diversos teores de água.
- (e) *Definição do teor ótimo de emulsão:* o ajuste da dosagem e a consequente definição de teor ótimo de emulsão são efetuados pelo emprego do WTAT, de acordo com a seguinte sequência:
1. moldar três CPs, na umidade ótima predefinida para o teor ótimo teórico de emulsão e para teores 1% e 2%, acima e abaixo deste teor;
  2. submeter cada um dos CPs ao WTAT, calculando a média das perdas por desgaste obtidas para cada teor;
  3. mediante análise visual das condições de envolvimento, textura e trabalhabilidade, e da exigência de obtenção de perdas por desgaste no WTAT iguais ou inferiores a 0,10 g/cm<sup>2</sup>, definir o teor ótimo de emulsão.
- (f) *Apresentação da dosagem:* a composição final da mistura deverá ser apresentada considerando-se a mistura agregados + fíler como sendo 100%, e indicando os teores de água e emulsão asfáltica a adicionar.

Como exemplo, o DNER (1998) apresenta o resumo da dosagem de uma lama asfáltica, conforme indica (i) a composição da mistura (em massa) abaixo e (ii) a granulometria do projeto e faixa de trabalho apresentadas na tabela 5.41.

Areia = 50,0%; Pó de pedra = 42,0%; Cimento Portland = 8,0%; Total (1) = 100,0%

Água a adicionar = 8,0%; Emulsão RL-1C = 18,0%; Total (2) = 126,0%

**TABELA 5.41 – GRANULOMETRIA DO PROJETO E FAIXA DE TRABALHO**

Peneira	Porcentagem em massa, passando				
	ASTM	mm	Mistura	Faixa de trabalho	Faixa III (DNER-ES 314/97)
3/8"		9,50	100	100	100
Nº 4		4,80	92	86–98	90–100
Nº 8		2,40	76	70–82	65–90
Nº 16		1,20	58	52–64	45–70
Nº 30		0,60	40	34–46	30–50
Nº 50		0,30	22	16–28	18–30
Nº 100		0,15	15	12–18	10–21
Nº 200		0,075	8	5–11	5–15

Fonte: DNER, 1998.

### Exemplo – dosagem de lama asfáltica

Procedimento semelhante ao do microrrevestimento é usado para a dosagem de uma lama asfáltica, conforme é mostrado no exemplo a seguir, também obtido da experiência prática de empresa nacional. Determinam-se os teores dos agregados de modo a enquadrar agora a lama numa faixa específica. Neste exemplo uma composição de pó e pedrisco apenas é suficiente para o enquadramento na faixa IV do DAER-ES-P 20/91. A tabela 5.42 apresenta as informações relativas à granulometria.

**TABELA 5.42 – COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS PARA LAMA ASFÁLTICA**

Peneira	Pó de pedra + pedrisco	Faixa IV – DAER-ES-P 20/91	
	100%	% mínimo	% máximo
3/8"	100,00	100	100
Nº 4	98,40	82	100
Nº 8	92,70	70	95
Nº 16	56,40	40	64
Nº 30	40,60	28	50
Nº 50	26,30	15	30
Nº 100	18,60	8	20
Nº 200	13,40	5	15

Fonte: Elaborada pelos autores.

O equivalente de areia do agregado foi determinado, encontrando-se 67,1%. O ensaio de azul de metileno apontou 9,0 mg/g de agregado. Definiram-se então cinco teores (% em massa) de uma emulsão asfáltica, no exemplo, uma emulsão RL-1C sem qualquer aditivo, nos teores 9,0; 10,0; 11,0; 12,0 e 13,0%.

Os resultados de WTAT e LWT são mostrados na tabela 5.43 e na figura 5.47, sendo o ponto de intersecção das duas curvas o teor ótimo, neste caso 11,1%, correspondendo a um WTAT e a um LWT de 390 g/m<sup>2</sup>. Esses resultados estão de acordo com a ISSA (2005b), que recomenda um máximo de 538 g/m<sup>2</sup> para a adesão de areia no LWT e um máximo de 807 g/m<sup>2</sup> para o desgaste após 1 hora no WTAT.



## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. T 305: *determination of draindown in uncompacted asphalt mixtures*. USA, 1997.
- \_\_\_\_\_. PP 35: *practice evaluation of Superpave giratory compactor*. USA, 1998.
- \_\_\_\_\_. T 209: *standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 1999.
- \_\_\_\_\_. T 166: *bulk specific gravity of compacted bituminous mixtures using saturated surface-dry specimens*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. T 283: *standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. T 319: *quantitative extraction and recovery of asphalt binder from asphalt mixtures*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. T 312: *preparing and determining the density of the hot-mix asphalt (HMA) specimens by means of the Superpave Gyratory Compactor*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. M 323: *Superpave Volumetric Mix Design*. 2017.
- \_\_\_\_\_. M 325/08: *standard specification for stone matrix asphalt (SMA)*. USA. 2012.
- AASHTO Interim Guide for the Structural Design of Flexible Pavements. AASHTO Committee on Design, Washington, D.C. 1961.
- AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C. <https://pavementinteractive.org/reference-desk/design/structural-design/1993-aashto-flexible-pavement-structural-design/#refmark-1> 1993.
- AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, Interim Edition: A Manual of Practice. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. 2008.
- AASHTO M 323/2017 - Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design, 2017. HYPERLINK "<https://global.ihs.com/standards.cfm?publisher=AASHTO>" American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO R 46-08 (2021). Standard Practice for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA), 2021. American Association of State and Highway Transportation Officials.
- ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. Soluções para pavimentar sua cidade. 1. ed. Rio de Janeiro: Abeda, 2001.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12891: *dosagem de betuminosas pelo método Marshall*. Rio de Janeiro, 1993.
- \_\_\_\_\_. NBR 10004: *resíduos sólidos: classificação*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 10005: *Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 10006: *Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro, 2004.

- \_\_\_\_\_. NBR 14746: *microrrevestimentos a frio e lama asfáltica*: determinação de perda por abrasão úmida (WTAT). Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 14757: *microrrevestimentos e lamas asfálticas*: determinação da adesividade de misturas. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 14798: *microrrevestimentos asfálticos*: determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro. Rio de Janeiro, 2002.
- \_\_\_\_\_. NBR 14841: *microrrevestimentos a frio*: determinação do excesso de asfalto e adesão de areia pela máquina LWT. Rio de Janeiro, 2002.
- \_\_\_\_\_. NBR 14949: *microrrevestimentos asfálticos*: caracterização da fração fina por meio da absorção de azul-de-metileno. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. 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 Cântabro. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 14594: *emulsões asfálticas catiônicas*: especificação. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. NBR 15617: *misturas asfálticas*: determinação do dano por umidade induzida. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 15619: *misturas asfálticas*: determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas, 2016.
- AGETOP – AGÊNCIA GOIANA DE TRANSPORTES E OBRAS. AGETOP – PAV 11/18. *Pavimentação – especificação de serviço – pré-misturado a frio*.
- \_\_\_\_\_. AGETOP ES-P 09/18. *Tratamentos superficiais asfálticos por penetração a frio*. Especificação de serviços. 17p.
- \_\_\_\_\_. AGETOP ES-P 14/18. *Pré-misturado a frio semidense*. Especificação de serviços. 25p. ALDIGUERI, D. R.; SILVEIRA, M. A.; SOARES, J. B. Estudo comparativo entre compactação manual e automática de misturas asfálticas. *In: Reunião Anual de Pavimentação, 33.*, 2001, Florianópolis. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, v. 1, p. 804-813, 2001.
- ALVES, A.; SPECHT, L. P.; DRESCH, F. Análise do desempenho acústico de pavimento em CPA na rodovia BR 158. *In: 22. Encontro de Asfalto*. IBP. 2016.
- ANP – AGÊNCIA NACIONAL DE PETRÓLEO. Portaria DNC n. 5, de 18 de fevereiro de 1993.
- APRG. *Selection and design of asphalt mixes*: Australian provisional guide. Austroads APRG Report n. 18 published May 1997, updated 1998 and March 1999. ARRB Transport Research, 1997.
- APS, M.; BERNUCCI, L. L. B. Mitigação do ruído proveniente do tráfego de rodovias por meio da implantação do revestimento asfáltico do tipo CPA: caso brasileiro. *Arquitetura: ambiente e sustentabilidade*. Cap. 7. Ed. Universitária Leopoldianum, 2020.
- ARAÚJO, J. L. *Características funcionais e mecânicas de misturas asfálticas para revestimento de pavimentos aeroportuários*. 2009. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. UnB, Brasília, DF, 147p.
- ARTERIS. Autopista Litoral Sul. Avaliação de métodos e dosagem de misturas asfálticas e sua relação com as propriedades mecânicas. *Relatório final*. Curitiba, PR, 209p, 2014.
- \_\_\_\_\_. *Stone Matrix Asphalt – SMA especificação particular*. ES 031, 2015.



- \_\_\_\_\_. ET-35 – *Projeto volumétrico Superpave para misturas asfálticas a quente* – AASHTO R-35.
- \_\_\_\_\_. ET-323 – *Projeto volumétrico Superpave de mistura* – AASHTO M-323.
- ARTERIS ES 027: concreto asfáltico usinado a quente – CA. 2021.
- ARRA – ASPHALT RECYCLING & RECLAIMING ASSOCIATION. *Recommended mix design guidelines for cold recycling using emulsified asphalt recycling agent* – CR102. Glen Ellyn, Illinois, Estados Unidos, 2017.
- . Mix design methods. *Manual series*, n. 2, 7. ed., 2014.
- ASPHALT ACADEMY. *Technical guideline: Bitumen stabilized materials, a guideline for design and construction of bitumen emulsion and foamed bitumen stabilized materials*. TG2, 2. ed., Pretória, África do Sul, 2009.
- \_\_\_\_\_. *Technical guideline: Bitumen stabilized materials, a guideline for design and construction of bitumen emulsion and foamed bitumen stabilized materials*. TG2, 3. ed., Pretória, África do Sul, 2020.
- ASPHALT INSTITUTE. The asphalt handbook. *Manual series*, n. 4 (MS-4), College Park, p. 46-8, 1956.
- ASPHALT INSTITUTE. SUPERPAVE Mix Design Series No. 2 (SP-2), 2001. Asphalt Institute Research Center, Lexington.
- ASPHALT INSTITUTE. MS-2. Design methods for asphalt concrete and other hot-mix types. 7 edição. 2014.
- ASPHALT INSTITUTE. MS-2. Design methods for asphalt concrete and other hot-mix types. 7 edição. 2014.
- ASTM D6926-20: standard practice for preparation of asphalt mixture specimens using Marshall apparatus. 2020.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 127: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate*. USA, 1988.
- \_\_\_\_\_. D 5002: *standard test method for density and relative density of crude oils by digital density analyzer*. USA, 1994.
- \_\_\_\_\_. D 1856: *standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method*. USA, 1995.
- \_\_\_\_\_. C 128: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregates*. USA, 1997.
- \_\_\_\_\_. C 1252: *standard test method for uncompacted void content of fine aggregate (as influenced by particle shape, surface texture, and grading)*. USA, 1998.
- \_\_\_\_\_. D 4791: *standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate*. USA, 1999.
- \_\_\_\_\_. D 2041: *standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. D 2726: *standard test method for bulk specific gravity and density of non-absorptive compacted bituminous mixtures*. USA, 2000.

- \_\_\_\_\_. D 2172: *standard test methods for quantitative extraction of bitumen from bituminous paving mixtures*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 5581: *standard test method for resistance to plastic flow of bituminous mixtures using Marshall apparatus (6 inch-diameter specimen)*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 1188: *standard test method for bulk specific gravity and density of compacted bituminous mixtures using paraffin-coated specimens*. USA, 2002.
- AURILIO, V.; PINE, W.; LUM, P. *Bailey method: Achieving volumetrics and HMA compactability*. In: 5. Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association, Victoria British Columbia, Canada, 2005.
- BARROSO, S. H. A. *et al. Manual de microrrevestimento asfáltico a frio*. Universidade Federal do Ceará, 2020.
- BASTOS, J. B. S. *et al. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo*. *Revista Transportes*, v. 22, n. 2, 2014.
- \_\_\_\_\_. *Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico*. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza, 2016.
- BELIGNI, M.; VILLIBOR, D. F.; CINCERRE, J. R. *Mistura asfáltica do tipo SMA (stone matrix asphalt): solução para revestimentos de pavimentos de rodovias e vias urbanas*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 32., *Anais...*, Brasília, DF; 2000.
- BESSA, I. S. *et al. Design of cold recycled mixes with asphalt emulsion and Portland cement*. *Can. J. Civ. Eng.*, n. 43, p. 773-782, 2016. DOI: [dx.doi.org/10.1139/cjce-2016-0111](https://doi.org/10.1139/cjce-2016-0111).
- BLANKENSHIP, P. IKER, N; DRBOHLAV, J. *Interlayer and Design Considerations to Retard Reflective Cracking*. *Transportation Research Record*. HYPERLINK <https://journals.sagepub.com/toc/trra/1896/1>" Vol 1896, Issue 1, 2004. HYPERLINK "<https://doi.org/10.3141%2F1896-18>" <https://doi.org/10.3141/1896-18>
- BLAZEJOWSKI, K. *Stone matrix asphalt: Theory and practice*. CRC Press. 2011.
- BOTTIN FILHO, I. A. *Estudo de mistura areia-asfalto pré-misturada a quente*. 1997. 128f. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- BUCHANAN, M. S.; BROWN, E. R. *Effect of Superpave gyratory compactor type on compacted hot mix asphalt density*. In: Annual Meeting of the Transportation Research Board, 80., Washington, 2001.
- BUKOWSKI, J. R. *Guidelines for the design of Superpave mixtures containing reclaimed asphalt pavements (RAP)*. March 1997. Disponível em: <http://www.utexas.edu/research/superpave/articles/rap.html>. Acesso em: 1 ago. 2006.
- BUZATTI, D. J. *Dosagem de tratamentos superficiais – pavimentação rodoviária*. Belo Horizonte: Instituto de Engenharia Aplicada Editora, 1994.
- CALLAI, S. C. *Estudo do ruído causado pelo tráfego de veículos em rodovias em diferentes tipos de revestimentos de pavimentos*. 2011. Dissertação. USP, São Paulo.
- CAMPOS, O. S. *Análise do comportamento de trecho piloto de revestimento poroso com asfalto modificado por polímero*. 1998. Tese (Doutorado). USP, São Paulo.

- CASTRO, P.B. (2014) Avaliação do emprego de agregados alternativos em microrrevestimento asfáltico. 2014. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Transportes, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza, 2014.
- CARDONE, F. *et al.* Curing and temperature sensitivity of cement-bitumen treated materials. *International Journal of Pavement Engineering*, Taylor & Francis, 2014.
- CASTELO BRANCO, V. T. F.; ARAGÃO, F. T. S.; SOARES, J. B. Caracterização mecânica de misturas asfálticas dosadas em laboratório e em uma usina do tipo drum mixer. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 35., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2004.
- CASTRO, P. B.; BARROSO, S. H. A. Avaliação da qualidade do microrrevestimento asfáltico a frio utilizando diferentes tipos de ligantes. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 32., Anpet, 2018.
- CASTRO NETO, A. M. Determinação da densidade máxima teórica de misturas betuminosas. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 30., 1996, Salvador. *Anais...* Salvador: ABPv, v. 1, p. 35-60, 1996.
- \_\_\_\_\_. *Proposta de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente*. 2000. 112f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- CASTRO, L. N. *Reciclagem a frio in situ com espuma de asfalto*. 2003. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- CAVALCANTE, R. L. *et al.* Mistura asfáltica do tipo SMA produzida com adição de fibras do bagaço de cana-de-açúcar. *Revista Pavimentação*, n. 39, jan./mar. 2016.
- CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. L. B.; SOARES, J. B. *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. Guia Técnico. 146f. Abeda. 2015.
- CHACUR, M.; NASCIMENTO, L.A.H.; MARTINS, A.T.; ROCHA, S. M. N.; FIGUEIREDO, U. Empregos de asfaltos duros em rodovias de alto volume de tráfego. *In: 7º Congresso CBR&C Brasvías 2011*, Foz de Iguaçu.
- CHAVES, J. M. *et al.* Mistura asfáltica do tipo SMA delgado em um trecho experimental de uma rodovia com elevado volume de tráfego. *In: Encontro do Asfalto*. 16. Rio de Janeiro. *Anais*. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 2002.
- CHAVES, F. J. *Estudo de misturas de areia asfalto a frio em pavimentação de baixo volume de tráfego no estado do Ceará: contribuição ao método de dosagem*. 2010. Tese (Doutorado). Coppe/UFRJ.
- COELHO, W.; SÓRIA, M. H. A. Variabilidade dos resultados do método Marshall. *In: Encontro de Asfalto*, 11., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1992.
- CUNHA, M. B. *Avaliação do método Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas*. Dissertação (Mestrado). USP, São Carlos. 2004.
- DAER RS – DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL. EL 108/01: *determinação do índice de lamelalidade*. Porto Alegre, 2001. 4p.
- DANTAS, D. T. Estudo da utilização de cinzas pesadas de termelétricas para aplicação em micro revestimento asfáltico a frio. 2019. Dissertação (mestrado) – Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Transportes, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.

- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL. DAER-ES-P 20/91 - Lama Asfáltica. 1991.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. DER ET-DE-P00-032: concreto asfáltico usinado a quente em usina. 2006.
- \_\_\_\_\_ DERSP. ET-DE-P00/025: pré-misturado a frio. São Paulo, SP. 2006.
- \_\_\_\_\_ DER SP ET-De-P00/28: concreto asfáltico poroso com ligante modificado com polímero: camada porosa de atrito. 2006.
- \_\_\_\_\_ DER ET-DE-P00/031: concreto asfáltico tipo SMA. 2007.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. DER/PR ES-P 23/17: pavimentação: pré-misturado a frio. 2017.
- \_\_\_\_\_ DER/PR ES-P 2/17: misturas asfálticas abertas usinadas a quente. 2017.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 078 94: Agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso. 1994.
- \_\_\_\_\_ DNER-ME 383: desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero: ensaio Cantabro . 1999.
- \_\_\_\_\_ DNER-ME 053: misturas betuminosas: percentagem de betume. 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. IPR Publicação 719. Ministério dos Transportes. Brasília, 2006a.
- \_\_\_\_\_. Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. IPR Publicação 720. Ministério dos Transportes. Brasília, 2006b.
- \_\_\_\_\_. DNIT 112/2009 – ES: pavimentos flexíveis: concreto asfáltico com asfalto borracha, via úmida, do tipo “terminal blending”. Rio de Janeiro, 2009.
- \_\_\_\_\_. DNIT 147/2012 – ES: pavimentação asfáltica: tratamento superficial duplo. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_. DNIT 166/2013 – ES: pavimentação;: reciclagem de pavimento a frio “in situ” com adição de espuma de asfalto. Rio de Janeiro, 2013.
- \_\_\_\_\_. DNIT 169/2014 – ES: pavimentação: reciclagem de pavimento em usina com espuma de asfalto. Rio de Janeiro, 2014.
- \_\_\_\_\_. DNIT 415/2019 – ME: pavimentação: mistura asfáltica: teor de vazios de agregados miúdos não compactados. Rio de Janeiro, 2019.
- DER PR ES – P 24/05 *Pavimentação: lama asfáltica.*
- DEL BARCO CARRIÓN, A. J.; LO PRESTI, D.; AIREY, G. D. Binder design of high RAP content hot and warm asphalt mixture wearing courses. *Road Materials and Pavement Design*, v. 16, n. 1, p. 460-474, 2015. DOI: 10.1080/14680629.2015.1029707.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 089: *agregados: avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio.* Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 107: *mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica: ensaio Marshall.* Rio de Janeiro, 1994.

- \_\_\_\_\_. ME 117: *mistura betuminosa*: determinação da densidade aparente. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 043: *misturas betuminosas a quente*: ensaio Marshall para misturas betuminosas. Rio de Janeiro, 1995.
- \_\_\_\_\_. ME 084: *agregado miúdo*: determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1995.
- \_\_\_\_\_. ME 193: *materiais betuminosos líquidos e semissólidos*: determinação da densidade e da massa específica. Rio de Janeiro, 1996.
- \_\_\_\_\_. *Especificações gerais para obras rodoviárias do DNER*: pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: DNER, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 310: *pavimentação*: tratamento superficial triplo. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 319: *pavimentação*: concreto betuminoso reciclado a quente no local. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ME 054: *equivalente de areia*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ME 153: *agregados em estado compactado seco*: determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. *Manual de reabilitação de pavimentos asfálticos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- \_\_\_\_\_. *Pesquisa e asfalto modificado por polímero*: relatório final, tomos I, II e III. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- \_\_\_\_\_. ME 035: *agregados*: determinação da abrasão Los Angeles. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. ME 081: *agregados*: determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. ES 386: *pavimentação*: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 389: *pavimentação*: microrrevestimento asfáltico a frio com emulsão modificada por polímero. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT — DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2004 – ES: *pavimentação*: concreto asfáltico. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. DNIT 033/2005 - ES: *pavimentos flexíveis*: concreto asfáltico reciclado a quente na usina. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 158/2011- ME: *mistura asfáltica*: determinação da porcentagem de betume em mistura asfáltica utilizando o extrator Soxhlet. Rio de Janeiro, 2011.
- \_\_\_\_\_. DNIT 159/2011- ES: *pavimentos asfálticos*: Fresagem a Frio. Rio de Janeiro, 2011.
- \_\_\_\_\_. DNIT 146/2012 – ES: *tratamento superficial simples*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 147/2012 – ES: *tratamento superficial duplo*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 148/2012 – ES: *tratamento superficial triplo com ligante asfáltico convencional*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 035/2018 – ES: *microrrevestimento* asfáltico. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 166/2013 – ES: *pavimentação*: reciclagem de pavimento a frio *in situ* com adição de espuma de asfalto.
- \_\_\_\_\_. DNIT 167/2013 – ES: *pavimentação*: reciclagem de pavimentos asfálticos a frio *in situ* com adição de cimento Portland.

- \_\_\_\_\_. DNIT 169/2014 – ES: *pavimentação*: reciclagem de pavimento em usina com espuma de asfalto.
- \_\_\_\_\_. DNIT 150/2010 – ES: *lama asfáltica*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 153/2010 – ES: *pavimentação asfáltica – pré-misturado a frio com emulsão catiônica convencional*. Especificação de serviço. 11p.
- \_\_\_\_\_. DNIT 178/2018 – PRO: *pavimentação asfáltica*: preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT 180/2018 - ME: *misturas asfálticas*: determinação do dano por umidade induzida. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT 411/2019 - ME: *misturas asfálticas*: Massa específica, densidade relativa e absorção de agregado miúdo para misturas asfálticas. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. DNIT 412/2019 - ME: *pavimentação asfáltica: misturas asfálticas*: análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos e misturas de agregados por peneiramento. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. DNIT 413/2019 - ME: *pavimentação misturas asfálticas*: massa específica, densidade relativa e absorção de agregado graúdo para misturas asfálticas. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. DNIT 427/2020 - ME: *pavimentação: misturas asfálticas*: determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. DNIT 427/2020 - ME: *pavimentação: misturas asfálticas*: determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. DNIT 428/2020 - ME: *pavimentação: misturas asfálticas*: determinação da densidade relativa aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- DRESCH, F. *Comportamento de misturas asfálticas tipo camada porosa de atrito (CPA)*. Dissertação. 2016. UFSM.
- DUMKE, M. P. *Concreto asfáltico drenante com fibras de celulose, ligante modificado por polímero e asfalto-borracha*. 2005. Dissertação. UFSC.
- EL-HAGE, R. B. *Estudo de misturas asfálticas tipo stone matrix asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave*. 2012. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. 138p.
- EUROPEAN STANDARDS. EN 12697-5: *bituminous mixtures: test method for hot mix asphalt: determination of the maximum density*. 2002.
- ESPÍRITO SANTO, N. R.; REIS, R. M. Microconcreto asfáltico a frio – uma técnica alternativa para tratamento de superfície. *In*: Encontro de Asfalto, 12., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1994.
- FERREIRA J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. Validação da metodologia de faixa de agregados dominantes para avaliação e especificação granulométrica de misturas asfálticas densas *In*: XXIX Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, 2015, Ouro Preto. *Anais do XXIX Congresso ANPET 2015 - Ouro Preto/MG*, 2015.

- FERREIRA, P. N. *Estudo da utilização de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos tipo BBTM no Brasil*. 2006. 200f. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- FHWA – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *State of the practice, design, construction, and performance of micro-surfacing*. FHWA-SA-94-051, 1994.
- \_\_\_\_\_. *Background of Superpave asphalt mixture design and analysis*. FHWA-SA-95-003, 1995.
- FRANCKEN, L. *et al.* Recent activities of RILEM TC 152 – PBM – performance of bituminous materials. *In: International Conference on Asphalt Pavement*, 8., Seattle, USA, 1997.
- FRANCO, F. A. C. P. Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 2007.
- GASPAR, M. S. *Mecanismos de ativação e interação entre ligantes na reciclagem asfáltica a quente e morna*. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo. DOI: 10.11606/D.3.2019.tde-22082019-141237.
- GODENZONI, C.; GRAZIANI, A.; PERRATON, D. Complex modulus characterization of cold-recycled mixtures with foamed bitumen and different contents of reclaimed asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, v. 18, 2017.
- GRILLI, A.; GRAZIANI, A.; BOCCI, M. Compactability and thermal sensitivity of cement-bitumen-treated materials. *Road Materials and Pavement Design*, v. 13, n. 4, 2012.
- GUATIMOSIM, F. V. *Comportamento mecânico e desempenho estrutural de materiais reciclados e estabilizados com espuma de asfalto*. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo, 2015. DOI: 10.11606/D.3.2016.tde-07072016-153231.
- GUATIMOSIM, F. V. Comportamento mecânico e desempenho estrutural de materiais reciclados e estabilizados com espuma de asfalto. 2015. Dissertação (Mestrado). USP, São Paulo.
- HAFEZ, I. H.; WITCZAK, M. W. Comparison of Marshall and Superpave level I mix design for asphalt mixes. *Transportation Research Record*, n. 1, p. 492, 1995.
- HARMAN, T. *et al.* The history and future challenges of gyratory compaction 1939 to 2001. *In: Annual Meeting of the Transportation Research Board*, 81., Washington, 2002.
- HANSON, D.I. Construction and Performance of an Ultrathin Bonded Hot-Mix Asphalt Wearing Course. *Transportation Research Record*. HYPERLINK <https://journals.sagepub.com/toc/trra/1749/1> Vol 1749, Issue 1, 2001. <https://doi.org/10.3141/1749-08>.
- HIGHWAY RESEARCH BOARD. The AASHO road test. Special Rep. No. 61A-E, Highway Research Board. National Academy of Science, National Research Council, Washington, D.C, 1962.
- HEIDE, J. P. J.; NICHOLLS, J. C. Harmonized European test methods. Performance testing and evaluation of bituminous materials. PTEBM'03. *In: International Rilem Symposium*, 6., Zurich, 2003.
- HINRICHSSEN, J. A comparison of four brands of Superpave gyratory compactors. *In: Annual Meeting of Transportation Research Board*, 80., Washington, 2001.
- HOMEM, T.R. *Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras*. 2002. Dissertação. UFRS.

- INSTITUTO DE ASFALTO. *Manual de asfalto*. Série do manual, n. 4 (MS-4), 1989.
- IPAVEC, A.; MARSAC, P.; MOLLENHAUER, K. Synthesis of the European national requirements and practices for recycling in HMA and WMA (Direct\_mat project). In: Euroasphalt and Eurobitume Congress, 5., Istambul. Istambul: *Proceedings...*, 2012.
- ISSA – INTERNATIONAL SLURRY SURFACING ASSOCIATION. ISSA TB-145: *test method for determination of methylene blue absorption value (MBV) of mineral aggregate fillers and fines*. USA, 1989.
- \_\_\_\_\_. ISSA TB-100: *test method number T-100 for wet track abrasion of slurry seals*. USA, 1990.
- \_\_\_\_\_. ISSA TB-109: *test method for measurement of excess asphalt in bituminous by use of a loaded wheel tester and sand adhesion*. USA, 1990.
- \_\_\_\_\_. ISSA TB-114: *wet stripping test for cured slurry seal mixes*. USA, 1990.
- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines for micro-surfacing – A 143 (Revised)*. USA, 2005a.
- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines for emulsified asphalt slurry seal – A 105 (Revised)*. USA, 2005b.
- \_\_\_\_\_. ISSA A-143/2010. *Recommended performance guidelines for micro surfacing*. Annapolis, 2010.
- JACKSON, N. M.; CZOR, L. J. 100-mm-diameter mold used with Superpave gyratory compactor. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2003.
- JENKINS, K. J.; LONG, F. M.; EBELS, L. J. Foamed bitumen mixes = shear performance? *International Journal of Pavement Engineering*, Taylor & Francis, 2007.
- JOOSTE, F. J. et al. *A new hot mix design method for Southern Africa*. In: World of Asphalt Pavements Conference, Sidney, 2000.
- KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R. Comparative evaluation of 4-inch and 6-inch diameter specimens for testing large stone mixes. *NCAT Rep.*, Auburn, n. 90-5, 1990.
- \_\_\_\_\_; FOO, K. Y. *Designing recycled hot mix asphalt mixtures using Superpave technology, progress of Superpave – evaluation and implementation*. ASTM STP 1322. Robert N. Jester (ed.), 1997.
- \_\_\_\_\_; KOEHLER, W. S. Marshall mix design method: current practices. *Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions*, San Antonio, v. 54, 1985.
- KNABBEN, R. M. *Estudo do ruído pneu pavimento e da absorção sonora em diferentes revestimentos de pavimento*. 2012. Dissertação. UFSC.
- KOŁODZIEJ, V. M. *Estudo das propriedades acústicas, drenantes e mecânicas de revestimentos de pavimentos*. 2016. Dissertação. UFSC.
- KUCHIISHI, A. K.; VASCONCELOS, K.; BERNUCCI, L. L. B. Effect of mixture composition on the mechanical behaviour of cold recycled asphalt mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*, 2019. DOI: 10.1080/10298436.2019.1655564.
- LAO, V. L. E. S. T. *Estudo comparativo do desempenho acústico de diferentes tipos de revestimento dos pavimentos*. 2004. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- LARSEN, J. *Tratamento superficial na conservação e construção de rodovias*. Rio de Janeiro: Abeda, 1985.



- LEAL, C. L. D.; CASTRO, P. F. Construção de um trecho experimental em SMA usando bagaço de cana-de-açúcar como aditivo. *Revista Vértices*, Campos dos Goytacazes, Essentia Editora, v. 14, n. 3, p. 71-84, 2012.
- LEANDRO, R. P. *Avaliação dos métodos de dosagem de misturas asfálticas a quente através do processo de compactação por rolagem*. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP.
- LO PRESTI, D. *et al.* On the degree of binder activity of reclaimed asphalt and degree of blending with recycling agents, *Road Materials and Pavement Design*, 2019. DOI: 10.1080/14680629.2019.1607537.
- LOIOLA, P. R. R. *Avaliação de ligantes e agregados alternativos para aplicação em tratamentos superficiais de rodovias*. 2009. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- LOPES, M. *et al.* Durability of hot and warm asphalt mixtures containing high rates of reclaimed asphalt at laboratory scale. *Materials and Structures*, v. 48, p. 3937-3948, 2015. DOI: 10.1617/s11527-014-0454-9.
- \_\_\_\_\_ *et al.* The potential of attenuated total reflection imaging in the mid-infrared for the study of recycled asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, n. 124, p. 1120-1131, 2016.
- LUGÃO, W. G. *Análise da aderência entre pneu e pavimento com camada porosa de atrito no aeroporto internacional Tancredo Neves – MG*. 2008. Tese (Doutorado). UFV.
- MAKOWSKI, L.; BISCHOFF, D.; BLANKENSHIP, P. Wisconsin Experiences with Reflective Crack Relief Projects. *Transportation Research Record*. HYPERLINK "<https://journals.sagepub.com/toc/trra/1905/1>" Vol 1905, Issue 1, 2005. HYPERLINK "<https://doi.org/10.1177/0361198105190500105>" <https://doi.org/10.1177/0361198105190500105>.
- MARQUES, G. L. O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. 2004. 480f. Tese (Doutorado). Coppe/UFRJ.
- MATTOS, J. R. G. *Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendência de desempenho para a rodovia BR 290/RS*. 2009. Dissertação. UFRS.
- MCDANIEL, R. *et al.* *Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the superpave mix design method*. NCHRP web document 30 (project D9-12): Contractor's final report. National Cooperative Highway Research Program. Washington, 2000.
- \_\_\_\_\_; ANDERSON, R. M. *Incorporation of reclaimed asphalt pavement in the Superpave system*. Final report for National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board – National Research Council. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. *Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the Superpave mix design method: technician's manual*. *NCHRP Report*, n. 452, 2001.
- MCGENNIS, R. B. *et al.* Issues pertaining to use of Superpave gyratory compactor. *Transportation Research Record*, n. 1543, Washington, p. 117-25, 1996.
- MESQUITA JUNIOR, G. S. *Evaluation of criteria for selection of materials for surface treatments based on performance*. 2019. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.

- MEURER FILHO, E. *Estudo de granulometria para concretos asfálticos drenantes*. 2001. Dissertação. UFSC.
- MIRANDA, H. et al. Análise comparativa de métodos de ensaio para avaliação do escoamento, em misturas betuminosas do tipo stone mastic asphalt, segundo a norma europeia EN 12697-18. In: Congresso Rodoviário Português, 7., Lisboa, 2013.
- MOMM, L. *Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico*. 1998. Tese (Doutorado). USP, São Paulo.
- MOREIRA, H. S.; SOARES, J. B. *Reciclagem a frio em pavimentos asfálticos no estado do Ceará*. 2002. Projeto de graduação em Engenharia Civil. UFC.
- MOTTA, L. M. G. Contribuição para a estimativa do módulo resiliente de misturas asfálticas. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 14., 1998, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1998.
- \_\_\_\_\_; LEITE, L. M. F. Efeito do filer nas características mecânicas das misturas asfálticas. In: Congresso Panamericano de Engenharia de Trânsito e Transportes, 11., 2000, Brasil. p. 09-19.
- \_\_\_\_\_. et al. *Princípios do projeto e análise Superpave de misturas asfálticas*. Rio de Janeiro: IBP, 1996.
- MOURA, E. *Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como agentes melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas*. 2001. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- MOURÃO, F. A. L. *Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA*. 2003. 151f. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MOUTHROP, J. S.; HICKS, R. G.; BALLOU, W. R. Emulsion: the future of pavement maintenance? *Asphalt Contractor Magazine*, Feb. 1997.
- NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *NAPA TAS-14: mix design techniques: part I: Instructors Manual*. 1982.
- \_\_\_\_\_. *Design and construction SMA mixtures: State of the practice*. 1999. 43p.
- \_\_\_\_\_. *Designing and constructing SMA: Mixtures – state-of-practice. Quality Improvement Series*, n. 122, 2002.
- \_\_\_\_\_. *IS 128; HMA pavement mix type selection guide*. 2001.
- NASCIMENTO, L. A. H. *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. 2008. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.
- NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *HMA Pavement Type Selection Guide, IS-128*, February, 2001. National Asphalt Pavement Association (NAPA) and the Federal Highway Administration (FHWA).
- NCHRP – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Incorporation of reclaimed asphalt pavement in the Superpave system*. NCHRP 9-12. 2000.
- \_\_\_\_\_. Report 452: Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the Superpave mix design method. *Technician's Manual*. TRB. 2001.
- \_\_\_\_\_. Report 752: *Improved mix design, evaluation and materials management practices for hot mix asphalt with high reclaimed asphalt pavement content*. TRB. 2013.

- NEVES FILHO, C. L. D. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas SMA produzidas com ligante asfalto-borracha*. 2004. 67p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP.
- NEWCOMB, D. E.; BROWN, E. R.; EPPS, J. A. *Designing HMA mixtures with high RAP content: A practical guide*. NAPA Quality Improvement Series 124. National Asphalt Pavement Association. Maryland: 2007.
- ODA, S.; EDEL, G.; FERNANDES JR., J. L. Primeiro trecho experimental urbano de SMA com asfalto-borracha sem fibras: projeto, construção e avaliação. *Revista Minerva*, São Carlos, v. 2, n. 2, p. 203-216, 2005.
- OLIVEIRA, C. G. M. *Estudo de propriedades mecânicas e hidráulicas do concreto asfáltico drenante*. 2003. Dissertação. UnB.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Análise laboratorial de concretos asfálticos drenantes com uso de agregados calcários. *In: Reunião de Pavimentação Urbana*, 12., ABPv, 2003.
- OREŠKOVIC, M. *et al.* Quantitative assessment of the parameters linked to the blending between reclaimed asphalt binder and recycling agent: A literature review. *Construction and Building Materials*, n. 234, p. 117323, 2020.
- PEREIRA, S. L. O. *Avaliação dos tratamentos superficiais simples, duplo e triplo de rodovias através do emprego de diferentes agregados da Região Metropolitana de Fortaleza*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- PINHEIRO, J. H. M. *Incorporação de borracha moída de pneus em misturas asfálticas de diferentes granulometrias (processos úmido e seco)*. 2004. 124f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. UFC.
- PINTO, S. *Materiais pétreos e concreto asfáltico: conceituação e dosagem*. Rio de Janeiro: IME, 1996.
- \_\_\_\_\_. *Tratamento superficial betuminoso*. Rio de Janeiro: IME, 2004.
- PIRES, D. M. *Avaliação de mistura de alto desempenho tipo SMA com diferentes porcentagens de fibra de celulose*. 2018. TCC. Unijuí.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. PMSP IE 07: camadas de concreto asfáltico recicladas a quente em usina. 2010.
- PROWELL, B. D., WATSON, D. E., HURLEY, G. C. & BROWN, E. R. 2009. Evaluation of Stone Matrix Asphalt (SMA) for airfield pavements. Auburn, Alabama: National Center for Asphalt Technology.
- PRUDENTE, C. Q. A. *Estudo laboratorial de misturas asfálticas a quente utilizadas em Goiás*. 2015. Dissertação. UFG.
- RAMOS, K. de O. *Estudo sobre mistura asfáltica tipo stone matrix asphalt (SMA) para pavimento aeroportuário*. 2012. 196p. Dissertação (Mestrado). IME, Rio de Janeiro.
- RAMOS, F. R. Q. *Aplicação de SMA (stone matrix asphalt) em pavimentos aeroportuários – estudo de caso: Aeroporto de Aracaju – SE*. 2015. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia. UFOP, Ouro Preto, MG.
- REIS, R. M. M. *Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado*. 2002. 110p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.

- \_\_\_\_\_. *Investigação de campo e laboratório sobre revestimento asfáltico ultradelgado*. 2012. Tese (Doutorado). UFRS.
- RIBEIRO, M. A. D. *Dosagem de pré-misturado a frio de graduação aberta*. 1991. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- ROBERTS, F. L. *et al. Hot mix asphalt materials, mixture, design, and construction*. 2. ed. Lanham: Napa Education Foundation, 1996.
- \_\_\_\_\_; MOHAMMAD, L. N.; WANG, L. B. History of hot mix asphalt mixture design in the United States. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Jul./Aug. 2002.
- ROCHA, F. L. L. *Utilização do agregado siderúrgico (escória de aciaria) em revestimento asfáltico tipo tratamento superficial*. 2011. Dissertação. UFOP.
- RODRIGUES FILHO, O. S. *Características de aderência de revestimentos asfálticos aeroportuários; estudo de caso do Aeroporto Internacional de São Paulo/Congonhas*. 2006. Dissertação. USP, São Paulo.
- ROSENO, J. L. *Avaliação de uma mistura asfáltica porosa com agregados calcários e asfalto-borracha*. 2005. Dissertação. UnB.
- SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP/Comissão de Asfalto, 1993.
- SHRP – STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Superior performing asphalt pavements (Superpave): The product of SHRP Asphalt Research Program*. SHRP A-410. Washington: National Research Council, 1994a.
- \_\_\_\_\_. *The Superpave mix design system manual of specifications, test methods, and practices*. SHRP A-379. Washington: National Research Council, 1994b.
- SILVA, C. E. D. B. D. *Estudo da permeabilidade de misturas asfálticas de graduação aberta*. 2005. Dissertação. Unicamp.
- SILVA, M. B. *Caracterização de misturas de alto desempenho tipo SMA e avaliação do processo executivo em pista experimental no estado do Rio Grande do Sul*. 2012. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. UFRGS.
- SILVA, P. B. *Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S*. 2005. 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Estudo de revestimento asfáltico SMA 0/8S utilizado em trecho experimental. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Anais...* XIX Anpet, Recife, PE: p. 1505-1506, 2005.
- SILVA, R. C. *Avaliação da dosagem dos tratamentos superficiais por penetração de rodovias baseada na exsudação e na perda de agregados*. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.
- SILVA, V. A. *Avaliação da deformação permanente de misturas estabilizadas com asfalto*. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo. DOI: 10.11606/D.3.2019.tde-22082019-152020.
- SILVEIRA, M. A. *Estudo de adição de polímero em areia-asfalto a frio*. 1999. 103f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- SILVEIRA, M. A. *Estudo sobre Adição de Polímero em Areia-Asfalto a Frio*. Dissertação de Mestrado, Escola de Eng.

- SOARES, J. B. *et al.* Estudo comparativo de cimentos asfálticos de petróleo na pista experimental do Ceará. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 12., 1998, Fortaleza. *Anais...* Fortaleza: Anpet, v. 1, p. 590-601, 1998.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M.; BRANCO, J. V. C. Efeito da consistência do CAP no teor ótimo e nas propriedades das misturas asfálticas. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 13., São Carlos. *Anais...* São Carlos: Anpet, v. 1, p. 115-25, 1999.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; SOARES, R. F. Análise de bacias defletométricas para o controle de construção de pavimentos asfálticos. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 14. *Anais...* Gramado: Anpet, 2000.
- SOLAIMANIAN, M. *et al.* TEST METHODS TO PREDICT MOISTURE SENSITIVITY OF HOT-MIX ASPHALT PAVEMENTS. *In: Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements-A National Seminar* California Department of Transportation; Federal Highway Administration; National Asphalt Pavement Association; California Asphalt Pavement Alliance; and Transportation Research Board. 2003.
- SOUZA, S. A. *Avaliação da capacidade de escoamento de água em mistura asfáltica: proposta de ensaio de laboratório.* 2008. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- STRUFALDI, E. G. B. *et al.* Traffic noise reduction using porous asphalt course as an overlay of a Portland cement concrete pavement in Sao Paulo, Brazil. *In: International Congress and Exposition on Noise Control Engineering*, 39. *Internoise 2010*. Lisboa, Portugal, 2010.
- TAVARES, D. S. *Avaliação laboratorial de mistura asfáltica do tipo SMA com agregado siderúrgico.* 2012. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.
- TAVARES, D. S.; BARROSO, S. H. A.; KIM, Y. R. Introdução do coeficiente de uniformidade para avaliação de revestimentos asfálticos do tipo tratamentos superficiais. *Transportes (Rio de Janeiro)*, v. 26, p. 42-53, 2018.
- TRAN, N. *et al.* Adjustments to the Superpave volumetric mixture design procedure for selecting optimum asphalt content. NCHRP 20- 07/Task 412, *Interim Report*, 2018.
- \_\_\_\_\_ *et al.* NCAT REPORT 10-08. *Mix design strategies for improving asphalt mixture performance.* 2019.
- TUCHUMANTEL JR., O. Influência da umidade de compactação no PMF – denso. *In: Encontro de Asfalto*, 10., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1990.
- UNGER FILHO, W. *Estudo de mistura asfáltica reciclada a frio produzida com 100% de revestimento asfáltico fresado e agente de reciclagem emulsionado.* 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo. DOI: 10.11606/D.3.2019.tde-25032019-102457.
- VALE, A. C.; SOARES, J. B. Estudo laboratorial de misturas asfálticas tipo SMA confeccionadas na faixa 0/12,5 da norma americana. *In: Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 19., Recife, 2005.
- \_\_\_\_\_; CASAGRANDE, M. D. T.; SOARES, J. B. Misturas asfálticas do tipo SMA com fibra de coco. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 38., Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 12., Manaus, 2007.
- VALENÇA, P. de M. A. *Desempenho mecânico de misturas asfálticas do tipo stone matrix asphalt com uso de fibras amazônicas e agregados de resíduos de construção e demolição.* 2012. 114p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia. Ufam.

- VANISCOTTE, J. C.; DUFF, M. Determination des dosages moyens en gravillons d'enduits superficiales. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 94, 1978a.
- \_\_\_\_\_. Enduits superficiales – détermination rapide de dosages en granulats. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 105, 1978b.
- VASCONCELOS, K. L. *Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias*. 2004. 149f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. UFC.
- \_\_\_\_\_; SOARES, J. B.; LEITE, L. M. Influência da densidade máxima teórica na dosagem de misturas asfálticas. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 17., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Anpet, v. 1. p. 5-17, 2003.
- WANG, J. N.; KENNEDY, T. W.; MCGENNIS, R. B. Volumetric and mechanical performance of Superpave mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Aug. 2000.
- WEST, R.; WILLIS, J. R.; MARASTEANU, M. Improved mix design, evaluation, and materials management practices for hot mix asphalt with high reclaimed asphalt pavement content. *NCHRP Report 752*, Transportation Research Board. Washington: 2013.
- \_\_\_\_\_; COPELAND, A. *Information series 139: High RAP asphalt pavements. Japan practice – Lessons learned*. Napa. Lanham: 2015.
- WHITE, T. D. Marshall procedures for design and quality control of asphalt mixtures. *Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions*, San Antonio, v. 54, 1985.
- WHITEOAK, D. *Shell bitumen handbook*. 1991.
- YILDIRIM, Y. *et al.* Comparative analyses of volumetric properties for Superpave gyratory compactors. *In: Annual Meeting of Transportation Research Board*, 79., Washington, *Proceedings*, 2000.
- ZAUMANIS, M. *et al.* Performance-based design of 100% recycled hot-mix asphalt and validation using traffic load simulator. *Journal of Cleaner Production*, v. 237, 10 nov. 2019, 117679.
- ZUBARAN, M. *Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e usina de asfalto*. 2014. Dissertação. Coppe/UFRJ.

# Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

## 6.1 INTRODUÇÃO

A caracterização de materiais de pavimentação é uma tarefa complexa em virtude de suas propriedades dependerem de diversos fatores, entre eles: meio ambiente, magnitude, tempo de aplicação e frequência das cargas dos veículos, e estado de tensões gerados. 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, como apontam Babadopulos *et al.* (2015), entre outros. 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 asfálticas, bem como dos outros materiais de pavimentação, era estritamente empírica na grande maioria das vezes, correspondendo às abordagens de dimensionamento dos pavimentos tal como o método do CBR ou o método da AASHTO até 1993. Para as misturas asfálticas, os ensaios consagrados nessas abordagens foram o de estabilidade Marshall e o de estabilidade Hveem, e para a AASHTO, a partir de 1986, do módulo de resiliência. No Brasil, o primeiro é ainda usado, eventualmente, no meio técnico mais conservador. Embora esses ensaios sejam práticos e importantes quando se considera o desenvolvimento da pavimentação, não são apropriados para condições de serviço distintas daquelas 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 da segunda metade do século XX, 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; WITCZAK, 1975; HUANG, 2003; MEDINA; MOTTA, 2015). 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; HAISLER, 1985). Os modelos constitutivos, que representam a relação entre tensões e deformações, comumente adotados no estado da prática da análise estrutural de pavimentos asfálticos são em geral: (i) elástico linear para a camada de revestimento e (ii) elástico não linear para as camadas subjacentes granulares e de solos, além do próprio subleito.

Num dos tipos de abordagem mecanístico-empírica, 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 dos revestimentos e demais camadas asfálticas (no Brasil não há maiores preocupações com trincamento térmico), fadiga de camadas cimentadas de base e sub-base, bem como de deformação permanente de camadas granulares

e de solos, bem como do subleito. Esses critérios podem ser estabelecidos a partir de valores limites associados à resistência dos materiais (MOTTA, 1991; BENEVIDES, 2000; SOARES, 2020).

No caso de misturas asfálticas, resultados do ensaio de vida de fadiga têm por vezes sido usados como critério de dimensionamento numa abordagem na qual a resposta estrutural do sistema de camadas (deformações ou tensões na fibra inferior do revestimento) é usada como parâmetro de entrada em um dos eixos cartesianos associado ao ensaio. Esse ensaio laboratorial fornece o número de ciclos até a falha (em um dos eixos) para determinados valores de deformações ou tensões (no segundo eixo). As cargas usadas no ensaio, por sua vez, são determinadas em função de outro ensaio limite, o de resistência à tração estática, comumente realizado de forma indireta (tração por compressão diametral) devido à maior simplicidade. Por apresentar um modo de falha definido, 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 (comumente chamados *torture tests*) têm sido usados para este fim frequentemente utilizando CPs prismáticos. Para os laboratórios que não dispõem desses equipamentos de simulação, o ensaio de *creep* já foi usado, sobretudo no passado, por possibilitar a determinação de propriedades viscoelásticas (SOUSA; SOARES, 2002) e resultar em uma curva que se relaciona com deformações permanentes; e outro mais usado recentemente é o uniaxial de carga repetida (NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012; BORGES, 2014), tendo sido inclusive normatizado no Brasil recentemente (DNIT 184/2018-ME).

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

- ensaios de ruptura com carregamento monotônico: resistência à tração por compressão diametral estática e resistência semicircular (SC);
- ensaios de rigidez: módulo de resiliência; módulo complexo (módulo dinâmico);
- ensaios de ruptura com carregamento cíclico – vida de fadiga: compressão diametral; tração-compressão;
- ensaio de deformação permanente: compressão ou tração axial estática (*creep*); uniaxial de carga repetida; simulador de tráfego em laboratório.

Podem ser sublinhadas duas características principais de ensaios mecânicos em geral: (i) geometria da amostra, que acaba por se relacionar com a forma como o carregamento é aplicado e medido, bem como com a maneira de medir a deformação; (ii) percurso de carregamento, que pode ser monotônico ou cíclico, e ainda o formato da função de carregamento, presença de repouso etc. Os ensaios de ruptura são apresentados no presente capítulo distinguindo-se o tipo de carregamento, começando-se pelo monotônico (e.g., taxa de deformação constante e carga crescente), seguido pelo cíclico (ensaio de fadiga). Entre as duas seções contendo os distintos ensaios de ruptura incluiu-se uma seção com os ensaios de rigidez (sem ruptura), uma vez que ensaios de ruptura em fadiga podem fazer uso deste parâmetro.



## 6.2 ENSAIOS DE RUPTURA COM CARREGAMENTO MONOTÔNICO (RT)

### 6.2.1 Resistência à tração indireta

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; MELLOR, 1970; ROBERTS, 1977; LAMA; VUTUKURI, 1978).

O ensaio brasileiro de compressão diametral de amostras cilíndricas regulares, 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 diametralmente opostas de compressão em um cilindro, que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração aproximadamente uniformes perpendiculares a esse diâmetro (figura 6.1). Esse ensaio se tornou muito popular no mundo todo não somente pela facilidade e rapidez de execução, mas também pelo fato de utilizar o mesmo CP cilíndrico regular e o mesmo equipamento usado para a obtenção da resistência à compressão do concreto de cimento Portland. No caso das misturas asfálticas, começou a ser realizado há cerca de cinco décadas, empregando-se o mesmo equipamento que usualmente se utilizava para o ensaio de estabilidade, que em seguida foi adaptado e melhorado, trocando o anel dinamométrico por uma célula de carga para registro da carga empregada ao longo de ensaio, incluindo a de ruptura.

O ensaio em questão tem sido adotado desde 1972 para a caracterização de misturas asfálticas, porém com a aplicação das forças pelos frisos metálicos de carga (apoiados em suas geratrizes diametralmente opostas) no CP cilíndrico, obtido no compactador Marshall, e mais tarde também no giratório, visto que eles apresentam superfície lateral irregular e são bem mais deformáveis do que o concreto de cimento Portland. Esses frisos metálicos de 12,7 mm de largura com curvatura adequada ao CP cilíndrico podem ser vistos na figura 6.1. As primeiras normas ASTM D 6931 (1982) e o DNER (1994) não consideravam a influência desses frisos no cálculo da RT. De acordo com a expressão usada por essas entidades, assume-se comportamento unicamente elástico durante o ensaio e a ruptura do CP no plano ao longo do diâmetro solicitado, sendo devida unicamente às tensões de tração uniformes, geradas. Atualmente na ASTM 6931 (2017) e na Norma DNIT 136/2018 também se considera a expressão 6.1 para o cálculo da RT.

Um cilindro solicitado diametralmente por cargas concentradas de compressão gera uma tensão de tração uniforme (RT) perpendicularmente ao diâmetro solicitado, mostrada na figura 6.2, que é dada pela expressão:

$$RT = \frac{2F}{\pi D H} \quad (6.1)$$

Onde:

RT = tensão de tração uniforme na direção-x (positiva);

F = força aplicada;

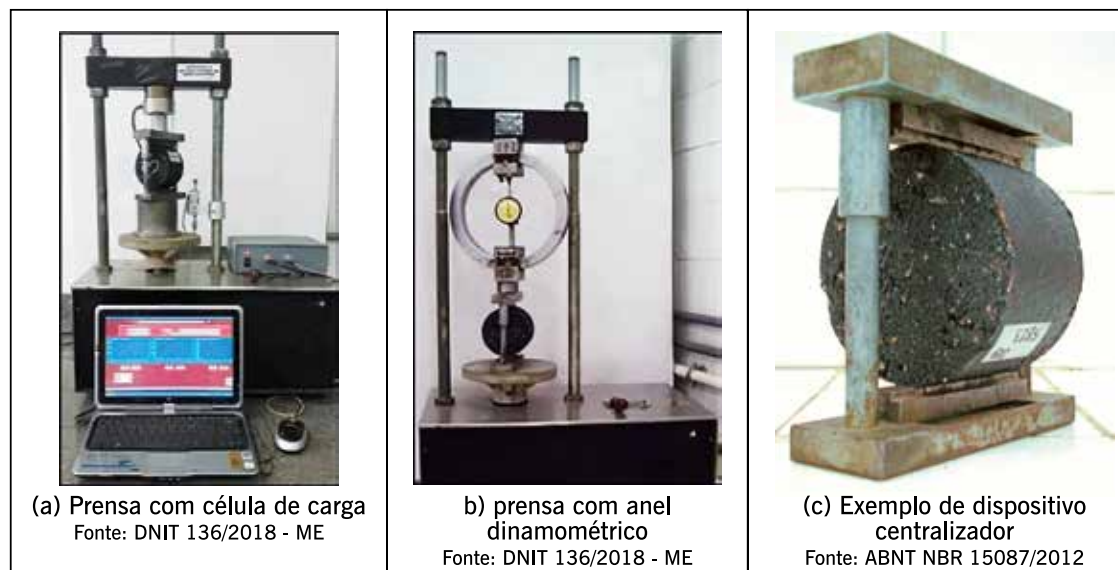
D = diâmetro do cilindro;

H = altura do cilindro.

Ainda hoje esta expressão continua a ser empregada para as misturas asfálticas, embora não levando em conta a presença dos frisos, como se faz no cálculo do módulo de resiliência, apresentado no item a seguir, por ser um ensaio de ruptura.

- A norma ABNT NBR 15087/2012, confirmada em 2020, define os passos e o equipamento e acessórios utilizados no ensaio, conforme descrição a seguir. A aparelhagem necessária para o ensaio consiste em:
- prensa mecânica calibrada com sensibilidade inferior ou igual a 20N, com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s – figura 6.1(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 CPs conjuntamente;
- dispositivo de posicionamento e centralização de CP – figura 6.1(c); e
- paquímetro e termômetro.

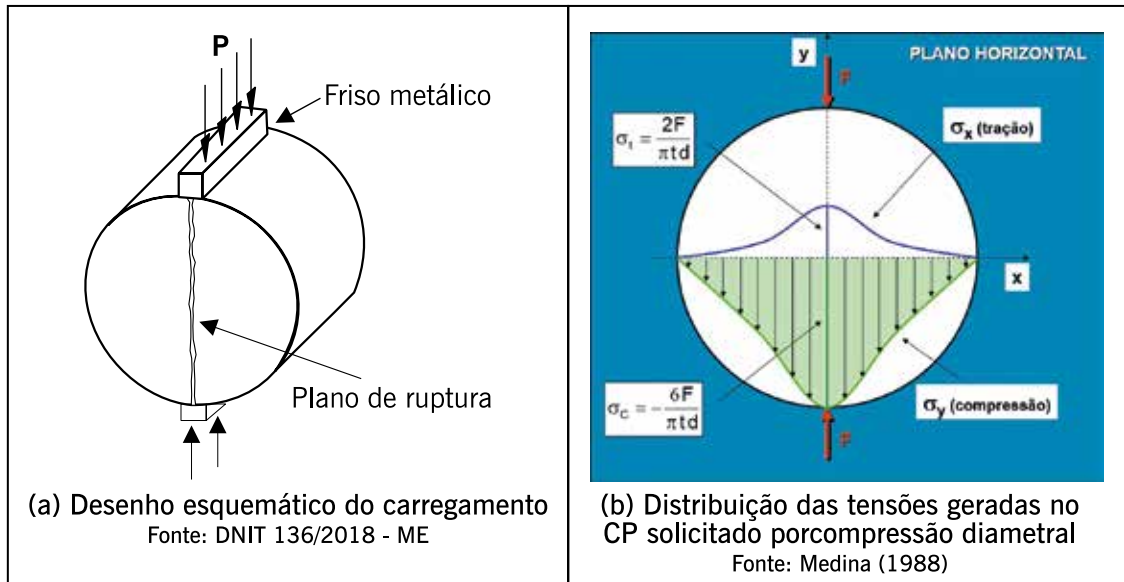
**Figura 6.1** – Exemplos de equipamento do tipo prensa Marshall para ensaio de RT em CPs cilíndricos de misturas asfálticas



Fontes: DNIT 136/2018 – ME, ABNT NBR 15087/2012.

O desenho esquemático do carregamento no ensaio de compressão diametral, bem como a distribuição de tensões de compressão e de tração no plano horizontal durante o ensaio são mostradas nas figuras 6.2(a) e 6.2(b), respectivamente.

**Figura 6.2** – Carregamento e distribuição das tensões geradas no CP solicitado por compressão diametral

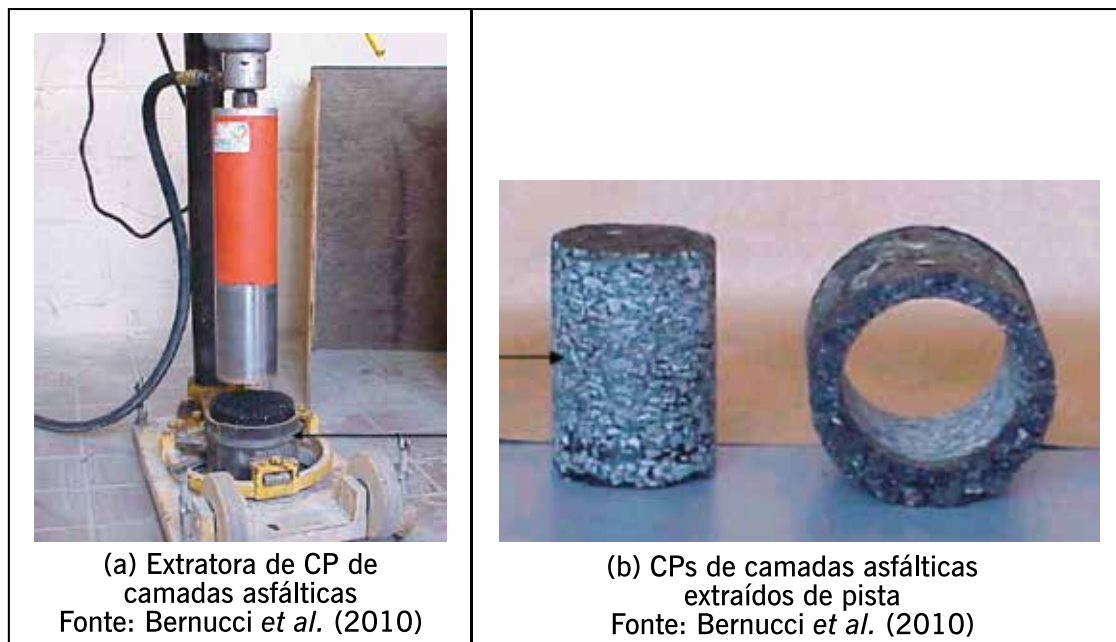


Fontes: DNIT 136/2018 – ME; Medina, 1988.

O CP destinado ao ensaio pode ser obtido diretamente do campo por extração por sonda rotativa ou fabricado em laboratório, de forma cilíndrica, com altura entre 35 mm e 70 mm, e diâmetro de  $100 \pm 2$  mm – figura 6.3. O procedimento é o seguinte:

- medir a altura ( $H$ ) do CP com o paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas (adotar como altura a média aritmética das quatro leituras);
- medir o diâmetro ( $D$ ) do CP com o paquímetro, em três posições paralelas (adotar como diâmetro o valor da média aritmética das três leituras);
- manter o CP apoiado sobre uma geratriz em compartimento com temperatura controlada de  $25^{\circ}\text{C}$ , por no mínimo 4 horas. Alternativamente podem ser consideradas outras temperaturas, dependendo dos requisitos de projeto;
- posicionar o CP 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 CP, segundo o plano diametral vertical;
- com o valor da carga de ruptura ( $P$ ) obtido, a RT é calculada pela expressão 6.1.

**Figura 6.3** – Extração de CPs de pista para testes de RT em laboratório



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

O aumento da largura do friso para a mesma força  $F$  aplicada reduz a tensão de tração solicitante. O efeito da largura do friso na resistência de CPs de misturas asfálticas a diferentes temperaturas é discutido em Falcão e Soares (2002).

De acordo com as normas vigentes (ABNT NBR 15087 e DNIT 136/2018-ME), o cálculo da RT pela expressão 6.1 para misturas asfálticas assume que o CP rompe devido à tensão de tração uniforme gerada ao longo do plano que contém o diâmetro vertical solicitado, que se iguala à tensão máxima admissível do material ( $\sigma_{adm} = RT$ ), que está em regime elástico durante todo o ensaio. Este ensaio é executado a 25°C de forma geral e a velocidade de carregamento é definida (50 mm/s).

A resistência à tração por compressão diametral RT faz parte de algumas especificações de misturas asfálticas como mostrado no capítulo 5. Para ilustração, a norma DNIT 031/2006-ES especifica o valor de RT mínimo de 0,65 MPa para concretos asfálticos com ligantes convencionais.

Esse ensaio é base para a seleção dos níveis de tensão que serão aplicados nos CPs durante o ensaio de fadiga, descrito a seguir neste capítulo. Também é utilizado para o ensaio de dano por umidade induzida (DUI), apresentado no capítulo 5.

Valores típicos de RT para misturas asfálticas a quente recém-moldadas (submetidas ao tempo de envelhecimento de curto prazo de 2 horas em estufa, como especificado atualmente nas dosagens) ou logo após a construção em pista, situam-se na média entre 0,5 MPa e 2,0 MPa. Alguns resultados de RT constam ilustrativamente na tabela 6.4, apresentada no próximo item por também trazer os valores de módulo de resiliência, tema do próximo item. Misturas asfálticas drenantes, ou seja, misturas para constituírem CPA (capítulo 4) tendem a mostrar valores mais baixos, da ordem de 0,5 a 0,8 MPa; misturas asfálticas tipo SMA (capítulo 4) situam-se geralmente entre 0,8 e 1,2 MPa; misturas de módulo elevado EME, por sua vez, dada a consistência muito dura do ligante asfáltico, exibem RT da ordem de 2,0 a 3,0 MPa. Todos esses valores são na referência de 25°C.

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

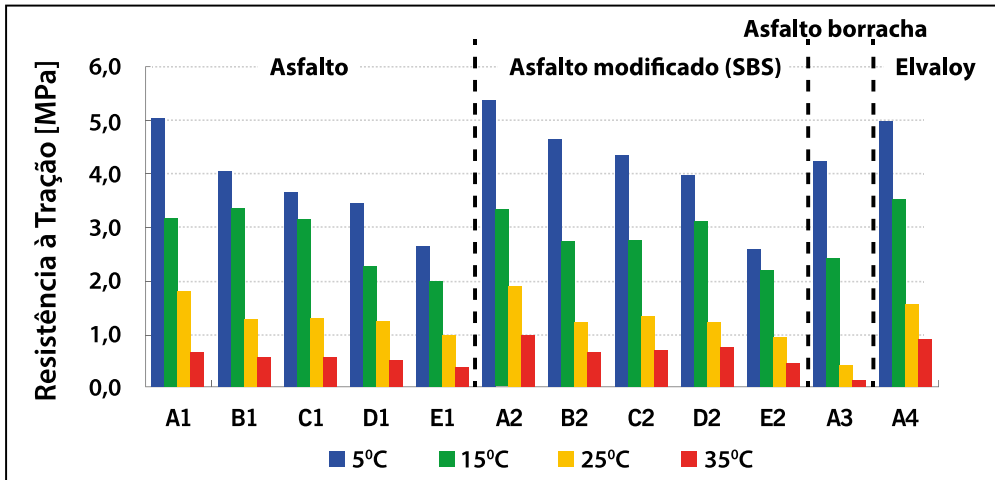
A resistência à tração de uma mistura asfáltica varia com: o tamanho máximo nominal do agregado utilizado e sua forma, o tipo de rocha de origem, o teor e o tipo de ligante asfáltico, volumetria e temperatura do ensaio, entre outros fatores.

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.

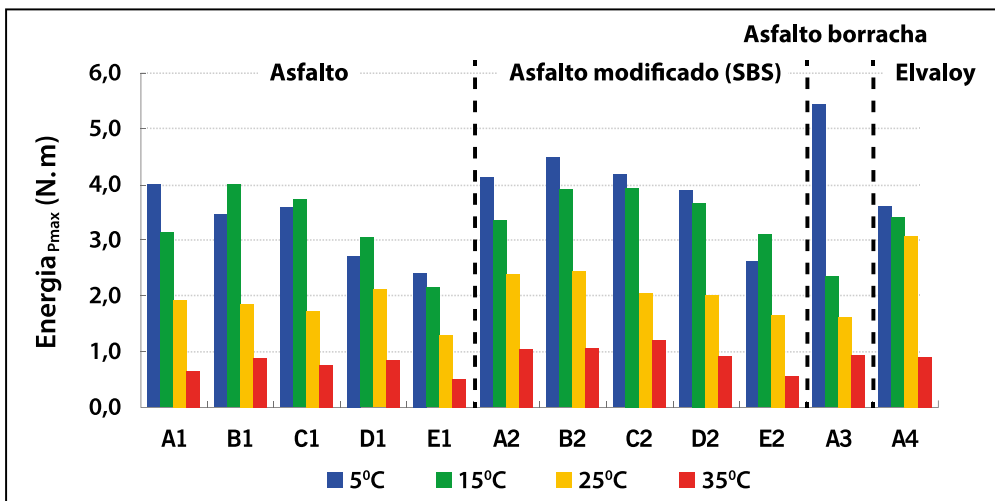
Vasconcelos *et al.* (2012) mostram o efeito da temperatura nos resultados da resistência à tração de diferentes misturas asfálticas (HMA, SMA, *gap-graded* e CPA) com ligantes puros e modificados, determinadas em quatro temperaturas de teste: 5°C, 15°C, 25°C e 35°C. Também avalia a energia dissipada ao longo do ensaio, visando a uma melhor avaliação da mistura asfáltica. A energia a ser determinada é a integral da curva carga x tempo resultante do ensaio. Para isso é necessário que o equipamento esteja ligado a um computador com um sistema de aquisição de dados para fazer as leituras e registros durante todo o ciclo de rompimento dos CPs. Foram utilizados quatro ligantes asfálticos e cinco graduações do agregado que, combinados, geraram 12 misturas asfálticas. Na figura 6.4(a) mostram-se as RTs obtidas para as misturas asfálticas avaliadas, nas várias temperaturas e nas figuras 6.4(b) e 6.4(c) as energias de fratura.

Esse ensaio é utilizado em muitos países para avaliar vários aspectos do comportamento de misturas asfálticas. Na ASTM tem-se a norma D6931/17, cujo escopo indica que a resistência à compressão diametral (IDT em inglês) pode ser usada para avaliar a qualidade relativa de misturas asfálticas em conjunto com outros ensaios de laboratório e para estimar o potencial de trincamento no campo. Também pode ser usada para determinar o DUI do revestimento asfáltico, conforme tratado no capítulo 5, quando os resultados são obtidos em amostras condicionadas e não condicionadas. O método define procedimentos para preparar e testar CPs fabricados em laboratório ou retirados de campo. Na AASTHO a norma é a T 322/2007, confirmada em 2020. Na Europa esse ensaio está descrito na norma EN 12697- 23 (2017).

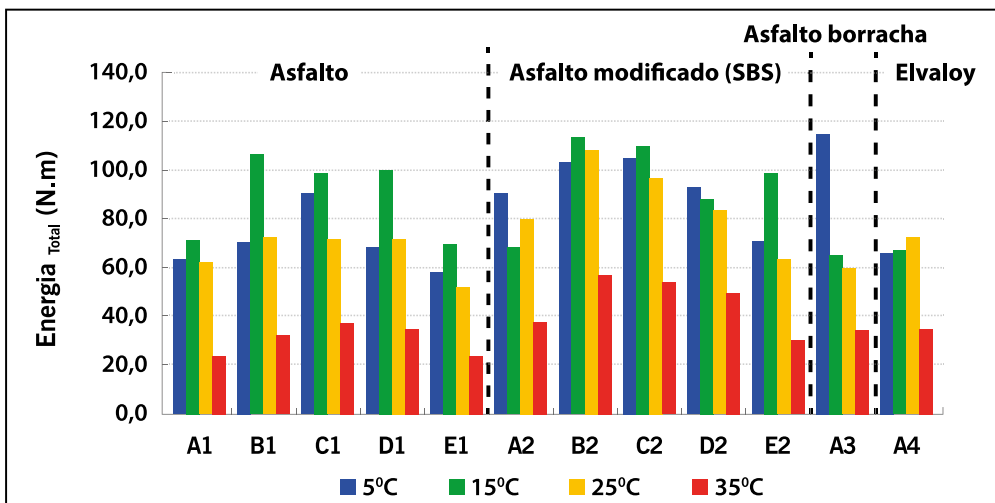
Figura 6.4 – (a) Resultados de RT de várias misturas asfálticas a quatro temperaturas de ensaio, (b) energia dissipada no pico do carregamento e (c) energia total dissipada



(a)



(b)



(c)

Fonte: Vasconcelos et al., 2012.

Vários autores internacionais apresentam avaliações de misturas asfálticas utilizando o ensaio de RT por compressão diametral, combinado com outros ensaios de laboratório, tais como Kim e Wen (2002); Huang *et al.* (2005); entre muitos outros. Como exemplo, Srinivasan (2004) analisou várias misturas correlacionando a RT com o potencial de deformação permanente avaliado pelo APA (tipo de ensaios que será comentado mais adiante neste capítulo).

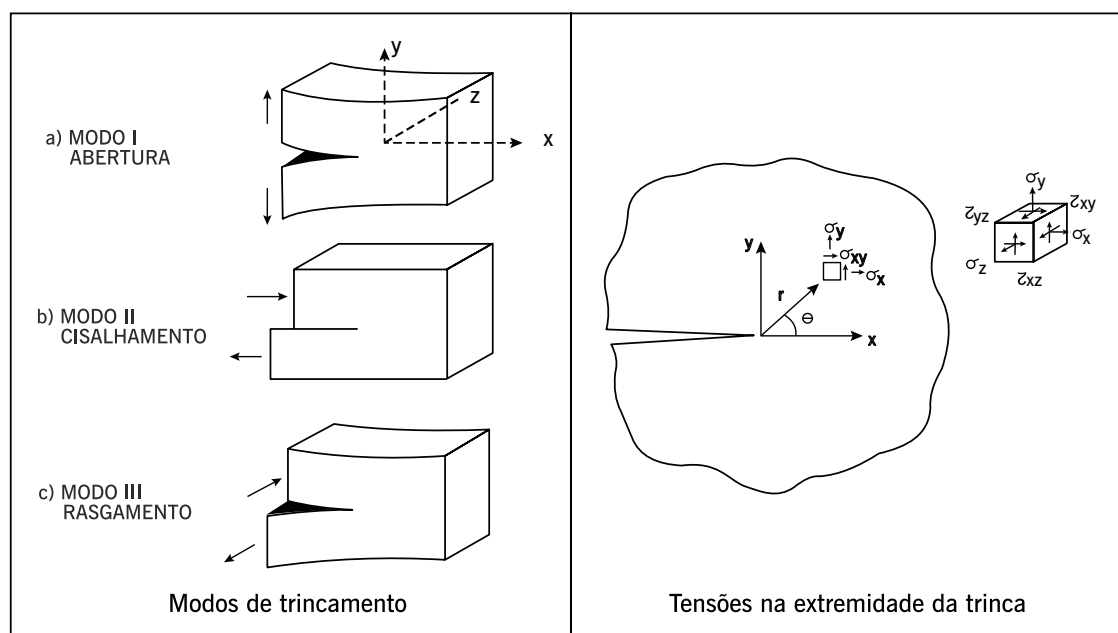
No Brasil esse ensaio é sempre realizado na maioria das pesquisas sobre misturas asfálticas, associado a outros ensaios mecânicos. Alguns estão citados na tabela 6.4, no próximo item, por apresentar também valores de módulo de resiliência. Citam-se ainda Cunha (2004); Neves Filho (2004); Pazos (2015); Almeida Jr (2016).

## 6.2.2 Ensaios de fratura

A mecânica da fratura trata da área da mecânica dos materiais que se destina à análise dos processos mecânicos geradores e propagadores de fendas, fissuras e outros defeitos, sob a ação de cargas aplicadas externamente. Para considerar as falhas em um material, a teoria da mecânica da fratura tem sido usada para considerar a redução de resistência devido à presença de trinca (SOARES; FREITAS, 2002).

Na extremidade de uma trinca, o campo de tensões pode ser separado em três componentes chamados de modos I, II e III. A fratura em modo I faz com que a trinca abra ortogonalmente à superfície de fratura, levando a tensões de compressão e de tração. No modo II, as superfícies de fratura deslizam umas em relação às outras, paralelas ao plano de fratura e perpendiculares à extremidade da trinca, resultando em tensões cisalhantes. Já no modo III, também ocorrem tensões cisalhantes, porém a trinca se desenvolve a partir do deslizamento das faces cisalhantes de modo paralelo ao plano de fratura e paralelo à extremidade da trinca. Na figura 6.5 mostram-se esses tipos de fratura (RODRIGUES, 1991).

Figura 6.5 – Representação dos três modos de fratura



Fonte: Rodrigues, 1991.

A região na extremidade da trinca, onde ocorre o dano no material, é denominada de zona inelástica ou plástica, e nela ocorrem deformações não lineares que provêm da ocorrência de microtrincas isoladas, que coalescem formando macrotrincas, que se mesclam à estrutura da trinca principal.

Uma trinca pode ser comparada a um entalhe cujo raio de curvatura é próximo a zero. Para a determinação da vida de fadiga de uma mistura asfáltica, considera-se a presença de trincas que enfraquecem o material e reduzem sua vida útil. Admite-se que as tensões na extremidade da trinca são caracterizadas por um fator denominado *fator de intensidade de tensão* KI (para o modo I de fratura – abertura). Quando o fator KI alcança o valor crítico (KIC), ocorre uma fratura súbita nos materiais de comportamento frágil. Este valor de KIC, tenacidade à fratura do material, é uma propriedade característica, independente da geometria ou das cargas aplicadas, entretanto, dependente da temperatura (RODRIGUES, 1991).

O primeiro estudo para prever a vida de fadiga de um pavimento de concreto asfáltico empregando os conceitos de mecânica da fratura foi realizado no Brasil por Rodrigues (1991), baseado na taxa de crescimento da trinca pelo fator de intensidade de tensão K, utilizando a Lei de Paris (PARIS; ERGODAN, 1963).

A Lei de Paris é definida pela equação 6.2:

$$\frac{dc}{dN} = AK^n \quad (6.2)$$

Onde:

A e n são constantes do material;

K é o fator de intensidade de tensão.

A partir da Lei de Paris, a vida de fadiga pode ser apresentada como:

$$Nf = \int_{c0}^{cf} \frac{1}{AK^n} dc \quad (6.3)$$

Onde:

Nf é o número de ciclo para a falha;

co é a falha inicial;

cf é o comprimento final da trinca.

Rodrigues (1991) avaliou os mecanismos que originam e propagam as trincas em revestimentos asfálticos e apresentou um modelo numérico para análise do ensaio de compressão diametral de misturas asfálticas, criando pré-trinca no centro do CP que permitiu calcular KI. Comparou com as expressões de Paris e com os parâmetros de curvas de fadiga convencionais expressas por  $N = k1 \Delta\sigma^n$ . Assim, propôs expressões para previsão do surgimento da primeira trinca e sua propagação num revestimento de pavimento asfáltico.

Braz (1997) utilizou tomografia dos CPs para verificar o crescimento das trincas, que nem sempre seguem um caminho único e, assim, propôs uma reavaliação das equações de Rodrigues (1991).

Loureiro (2003) avaliou a evolução do dano por fadiga em ensaios de CPs de compressão diametral de concreto asfáltico. Souza (2005) aplicou modelos viscoelásticos ao concreto asfáltico, utilizando a teoria da mecânica da fratura.

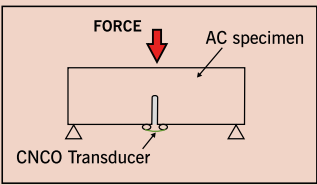
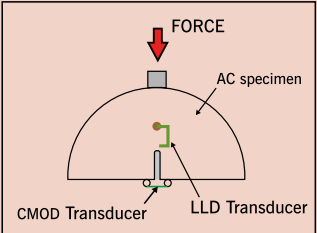
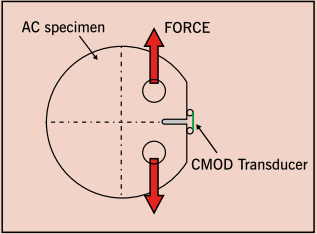


Bastos (2010) avaliou pela mecânica da fratura o uso de geossintéticos para conter a reflexão de trincas. Essa reflexão acontece em revestimentos novos colocados sobre revestimentos antigos onde o nível de trincamento já esteja elevado. A reflexão das trincas é provocada pela movimentação relativa próxima às trincas, provocada por contração e expansão térmica e pelo carregamento do tráfego.

Várias configurações de geometria de CPs foram propostas para avaliar o crescimento da trinca em uma mistura asfáltica. Na tabela 6.1 indicam-se essas proposições, adaptadas por Maia (2011). Distinguem-se três tipos: ensaio de flexão em viga com uma fenda (*single-edge notched beam* – SEB), o ensaio de flexão em semicírculos com fenda (*semi-circular bending* – SCB) e o ensaio de tração em disco com fenda (*disk-shaped compaction tension test* – DCT). A geometria SCB foi utilizada por Molenaar *et al.* (2002); Li e Marasteanu (2010); Huang *et al.* (2013), entre outros, sendo essa geometria considerada mais adequada.

As normas AASTHO TP 105 (2013) e TP 124 (2016) descrevem o protocolo do ensaio de determinação da energia de fratura utilizando a geometria semicircular (SCB). A norma europeia EN 12697-44 também descreve esse ensaio. A norma AASHTO TP 124 expandiu os parâmetros extraídos da curva carga (P) x deslocamento ( $\delta$ ), propondo um índice de flexibilidade (IF).

**TABELA 6.1 – DIFERENTES GEOMETRIAS DE CPS PARA ENSAIO DE FRATURA MONOTÔNICO**

Geometria	Vantagens	Desvantagens
<p><b>SE(B)</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Configuração de carregamento simples;</li> <li>- Modo I – carregamento;</li> <li>- Flexibilidade para investigar outros parâmetros (efeito do tamanho do CP etc.).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dificuldade de obtenção de CPs em campo.</li> </ul>
<p><b>SCB</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Facilidade de extração de CPs em campo;</li> <li>- Carregamento simples de flexão em três pontos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Estado de tensão complexo;</li> <li>- Tamanho do CP.</li> </ul>
<p><b>DC(T)</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Facilidade de extração de CPs em campo;</li> <li>- Configuração do ensaio de fratura padrão.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Carregamento excêntrico;</li> <li>- Preparação dos CPs;</li> <li>- Desvio da trinca nos agregados.</li> </ul>

Fonte: Maia, 2011.

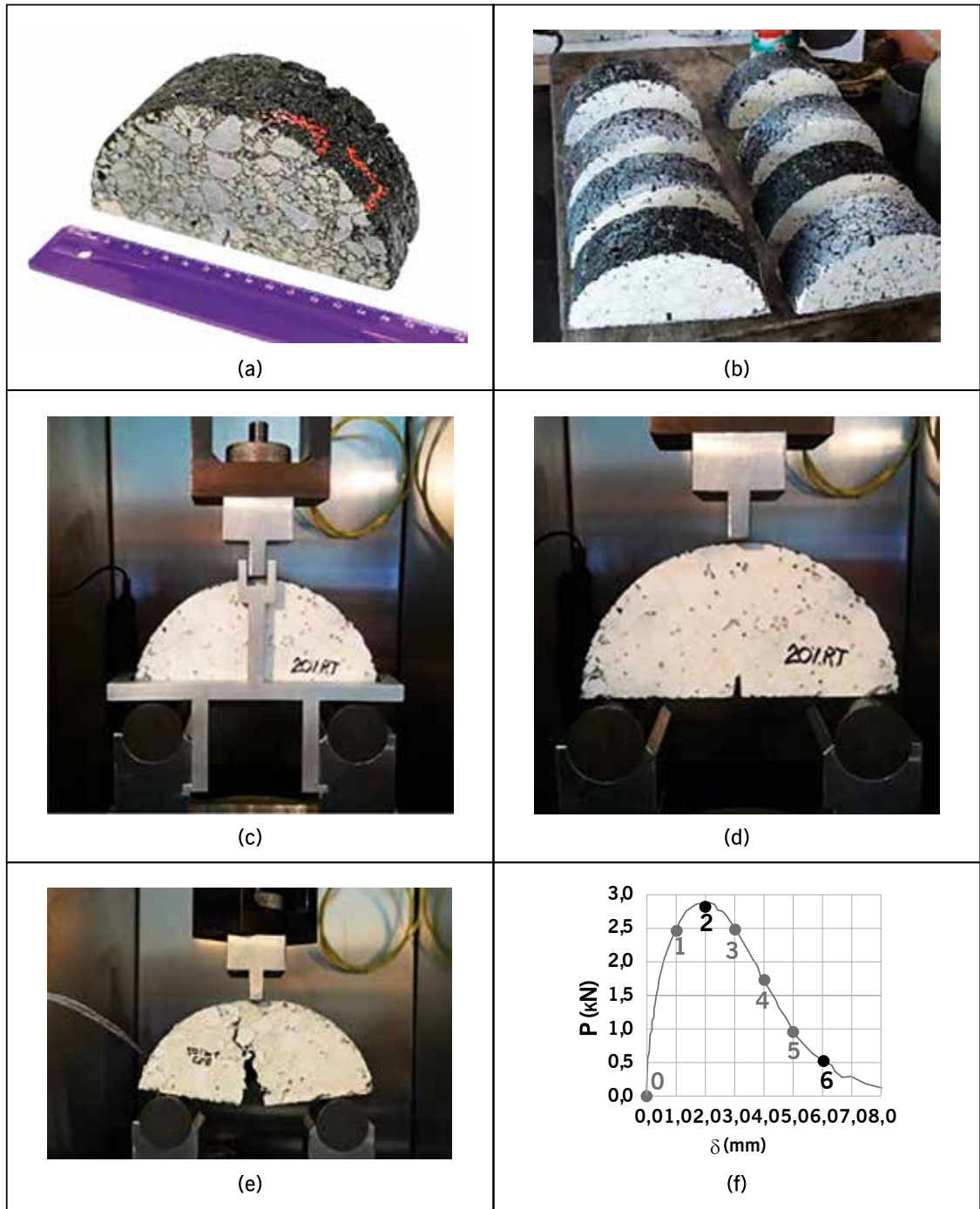
Alguns pesquisadores brasileiros analisaram misturas asfálticas com a geometria SCB tais como Montestruque *et al.* (2010); Freire *et al.* (2014); Hartmann (2017); Godoi (2017); Godoi *et al.* (2017), entre outros.

Aragão *et al.* (2014) alegaram que os ensaios SCB apresentam algumas vantagens com relação a outros ensaios de fratura, como a quantidade de CPs que podem ser obtidos a partir de uma única amostra cilíndrica compactada; a facilidade de obtenção de amostras de campo e a simplicidade dos procedimentos experimentais. Muitos modelos computacionais são utilizados, porém ressalta-se o tamanho reduzido da área potencial de fratura. Aragão *et al.* (2016) analisaram diferentes misturas com as três geometrias (SE (B), SCB e DC (T)).

Godoi (2017) realizou ensaios em amostra semicircular SCB em três misturas asfálticas, dosadas pelo método Superpave: uma com CAP 50/70, outra com AMP 60/85 e a terceira com AB8. Os resultados indicaram maior rigidez da mistura com asfalto modificado, que também apresentou maior vida de fadiga. Os CPs com CAP 50/70 e AB8 apresentaram-se dúcteis e com menor velocidade de propagação das microtrincas. Também avaliou a mistura com o CAP convencional, mas com o teor de ligante 0,5% maior do que o teor ótimo, o que resultou em melhor comportamento.

Para ilustração, apresenta-se parte dos dados obtidos por Godoi *et al.* (2019). Na figura 6.6 mostram-se aspectos dos CPs (a) e (b), do ajuste deste na prensa (c), o início e andamento do ensaio monotônico (d) e (e), e a curva carga *versus* deslocamento (f). Do ponto zero ao ponto 1 (figura 6.6(f)), o CP suporta um rápido crescimento da carga aplicada, ainda visualmente sem princípio de trincamento; o ponto 2 corresponde ao instante no qual o material excede sua capacidade de resistir aos esforços a que está sendo submetido, sendo a resistência máxima à propagação do trincamento. Assim, as primeiras trincas começam a surgir a partir do entalhe, como microtrincas que se interligam, representadas graficamente pelo intervalo de pontos 3 e 4 (figura 6.6(f)), formando as macrotrincas que levam à ruptura total do CP, em torno dos pontos 5 e 6, representando o deslocamento máximo. Os autores também apresentam esse mesmo tipo de ensaio realizado com cargas cíclicas. Aconselha-se a leitura do artigo para melhor entendimento dos resultados. Na tabela 6.2 e na figura 6.7 estão indicados os resultados dos ensaios estáticos, com diferença de comportamento das três misturas asfálticas estudadas.

**Figura 6.6** – CPs semicirculares, equipamentos e ensaio em andamento com a aplicação de carga monotônica



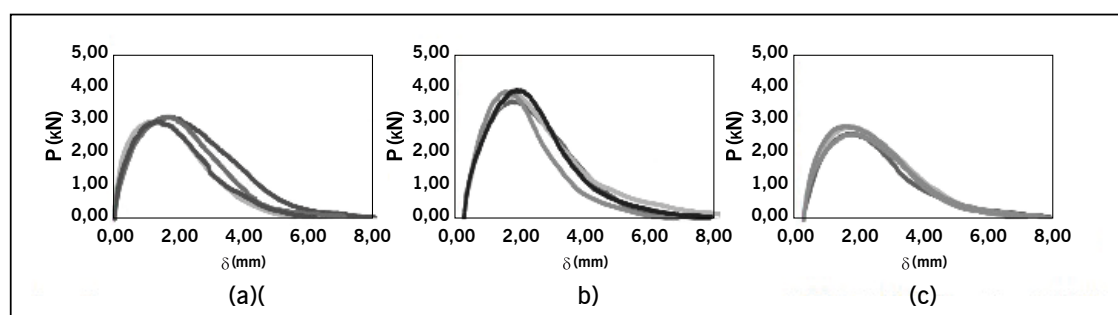
Fonte: Godoi *et al.*, 2019.

**TABELA 6.2** – RESULTADOS DA RESISTÊNCIA MÁXIMA À PROPAGAÇÃO DO TRINCAMENTO PARA AS TRÊS MISTURAS MOLDADAS NO TEOR ÓTIMO DE LIGANTE

Mistura	A CAP 50/70			B AMP 60/85			C AB8		
	P máximo (kN)	$\delta$ máximo (mm)	$\sigma$ máximo (MPa)	P máximo (kN)	$\delta$ máximo (mm)	$\sigma$ máximo (MPa)	P máximo (kN)	$\delta$ máximo (mm)	$\sigma$ máximo (MPa)
	2,95	1,05	1,70	3,72	1,52	2,17	2,77	1,47	1,53
	3,11	1,58	1,73	3,92	1,57	2,13	2,99	1,48	1,69
	3,12	1,70	1,78	4,02	1,34	2,21	3,01	1,23	1,66
	2,96	1,32	1,70	4,08	1,67	2,19	2,75	1,47	1,47
<b>Média</b>	<b>3,04</b>	<b>1,41</b>	<b>1,73</b>	<b>3,94</b>	<b>1,53</b>	<b>2,18</b>	<b>2,88</b>	<b>1,41</b>	<b>1,59</b>
<b>Desvio padrão</b>	<b>0,08</b>	<b>0,25</b>	<b>0,03</b>	<b>0,14</b>	<b>0,12</b>	<b>0,03</b>	<b>0,12</b>	<b>0,11</b>	<b>0,09</b>
<b>COV</b>	<b>3%</b>	<b>17%</b>	<b>2%</b>	<b>3%</b>	<b>8%</b>	<b>1%</b>	<b>4%</b>	<b>7%</b>	<b>6%</b>

Fonte: Godoi *et al.*, 2019.

**Figura 6.7** – Curvas de carga *versus* deslocamentos obtidos nos ensaios SCB para as misturas asfálticas com CAP 50/70 (a) com AMB 60/85 (b) e com AB8 (c)



Fonte: Godoi *et al.*, 2019.

Li e Marasteanu (2004) mostraram que a configuração de amostra na forma semicircular (SCB) poderia ser usada para medir a resistência de fratura de misturas asfálticas. Posteriormente, outros estudos mostraram que a configuração de corpos de prova para ensaios de fratura em misturas asfálticas em forma de disco, denominada nos Estados Unidos de *disk-shaped compact* – DC(T), é mais adequada porque a trinca tem maior comprimento para se desenvolver.

No Brasil, Hirsch (2009); Bastos (2010); Maia (2011); Budny (2012) e Vargas (2016) realizaram ensaios SCB em misturas asfálticas, denominado aqui de tração em disco circular com fenda. Hirsch (2009) apresenta os passos para a preparação dos CPs e os acessórios desta configuração. O autor descreve um roteiro do ensaio, que pode ser útil para quem for começar a fazer esse ensaio, já que ainda não se tem norma nacional.

A norma internacional atual desse ensaio é ASTM D 7313-2020, cuja versão inicial é de 2007, com uma revisão em 2013. Define que a energia da fratura pode ser utilizada como parâmetro para descrever a resistência à fratura do CA. O parâmetro de energia da fratura é particularmente útil na avaliação de misturas com ligantes modificados por polímero, e tem-se mostrado mais adequada para distinguir a diferença entre materiais de forma mais ampla do que o parâmetro de resistência à tração indireta (AASHTO T322). O ensaio é geralmente mais adequado à temperatura de 10°C (50°F), ou para combinações de material e de temperatura que produzam fratura bem definida em outras condições. A energia de fratura é calculada

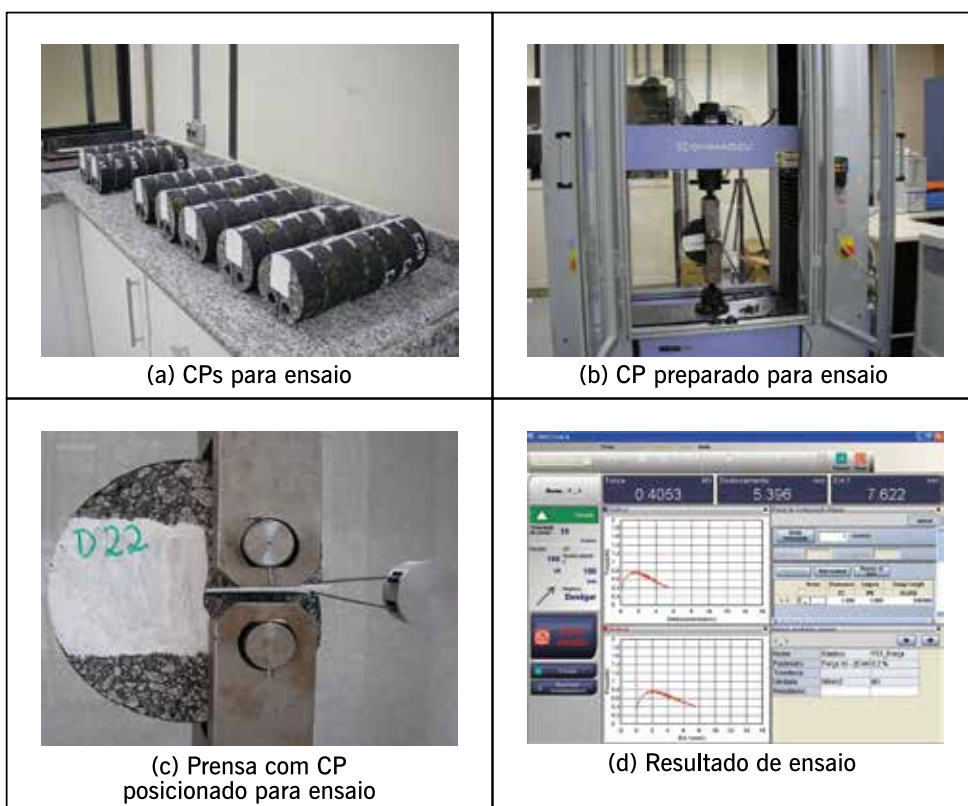
considerando a área sob a curva de deformação obtida durante o ensaio, considerando a força aplicada e a medida de abertura da trinca. As expressões dos cálculos podem ser vistas nas referências citadas neste item.

No Brasil, a maioria dos ensaios foi realizada a 25°C, por facilidade operacional e por entender que a temperatura de 10°C não é representativa do clima nacional. Para algumas misturas, os resultados se invertem em relação ao efeito da temperatura do ensaio.

Na figura 6.8 mostra-se a configuração do ensaio DC(T) e alguns CPs. Pode-se observar o posicionamento do CP e a configuração (*disk-shaped compact*) da amostra de CA com o *clip-on-gage* utilizado para medir a abertura da trinca ao longo da tração aplicada pelos dois cilindros metálicos. Aplica-se uma carga pequena de assentamento de no máximo 0,20 kN, para ajuste entre o CP e a prensa e, em seguida, uma carga de tração crescente. O ensaio estará finalizado quando o nível da carga se reduzir a um valor mínimo de 0,10 kN. Na figura 6.9 mostram-se fotos da propagação da trinca de um CP, ao longo do ensaio. As faces dos CPs foram pintadas de branco para melhor visualização do trincamento ao longo do ensaio (MAIA, 2011).

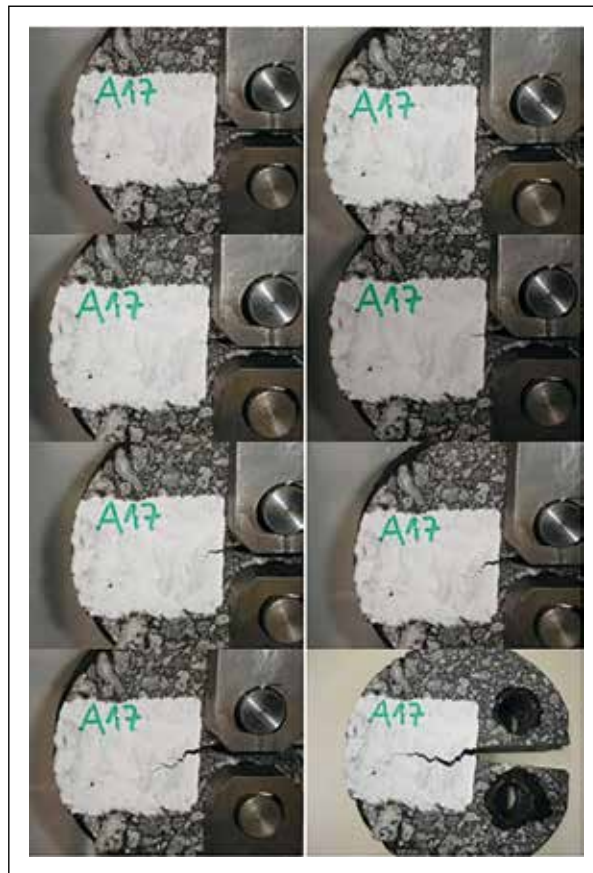
A análise conjunta dos dados de Hirsch (2009); Bastos (2010) e Maia (2011) mostrou boa correlação entre a força de pico deste ensaio e o expoente da curva de fadiga obtida de forma tradicional ( $n$ ). Essa tendência indica que quanto maior a força de pico, maior a sensibilidade no nível de tensões ( $n$ ), tendência também percebida por Rodrigues (1991) e Braz (1997) que correlacionaram os parâmetros da Lei de Paris com os parâmetros da curva de fadiga. Esse ensaio mostrou boa correlação com o ensaio de resistência à tração por compressão diametral e apresenta características adequadas para avaliação inicial de uma mistura asfáltica em laboratório para comparar diferentes dosagens e conjunto de materiais (agregados e ligantes asfálticos).

**Figura 6.8** – Configuração do CP preparado para o ensaio de tração em disco circular com fenda, prensa e resultado do ensaio



Fonte: Hirsch, 2009.

**Figura 6.9** – Fotos de vários estágios do ensaio de tração em disco com fenda para uma mistura de concreto asfáltico de TNM de 19,1 mm e ligante modificado Flex 65-90



Fonte: Maia, 2011.

### 6.3 RIGIDEZ

Um bom projeto de pavimento 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 procurar 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; KIM, 1998; LEE; KIM, 1998; TAIRA; FABRI, 2001; DANIEL; KIM, 2002; SOUZA; 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 inferior o carregamento estático, sempre a uma dada temperatura de referência. 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 os subsequentes; também um fator determinante na resposta dos materiais asfálticos. A temperatura 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 e o ângulo de fase aumenta.

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) apresentam 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 o módulo dinâmico, uma vez que ambos já vêm sendo utilizados em muitas pesquisas e já possuem normas brasileiras.

### 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 que adotou o termo “resiliência”, 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 por sensores eletromecânicos (*strain gages*). O nome módulo de resiliência (MR, *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 MR de 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 MR em misturas asfálticas é padronizado no país desde 1994, à época pela DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). Essa norma foi atualizada e passou a ser DNIT 135/2018. É usual se utilizar o termo MR somente para o ensaio realizado dessa forma de compressão diametral.

O ensaio de MR em misturas asfálticas é realizado aplicando-se uma carga repetidamente no plano diametral vertical de um CP 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 CPs cilíndricos são de aproximadamente 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura, no caso de CPs moldados no compactador Marshall, ou mesmo extraídos do giratório, ou ainda de 100 mm de diâmetro e altura entre 35 mm e 65 mm, extraídos de pista ou de amostras de maiores dimensões.

O carregamento diametral, representado esquematicamente na figura 6.10(a), gera um estado biaxial de tensões, esquematicamente representado na figura 6.10(b), que é governado pela expressão 6.4.

$$\epsilon_x = \frac{1}{MR} (\sigma_x - \mu \sigma_y) \quad (6.4)$$

Onde:

$\epsilon_x$  = deformação de tração no diâmetro horizontal;

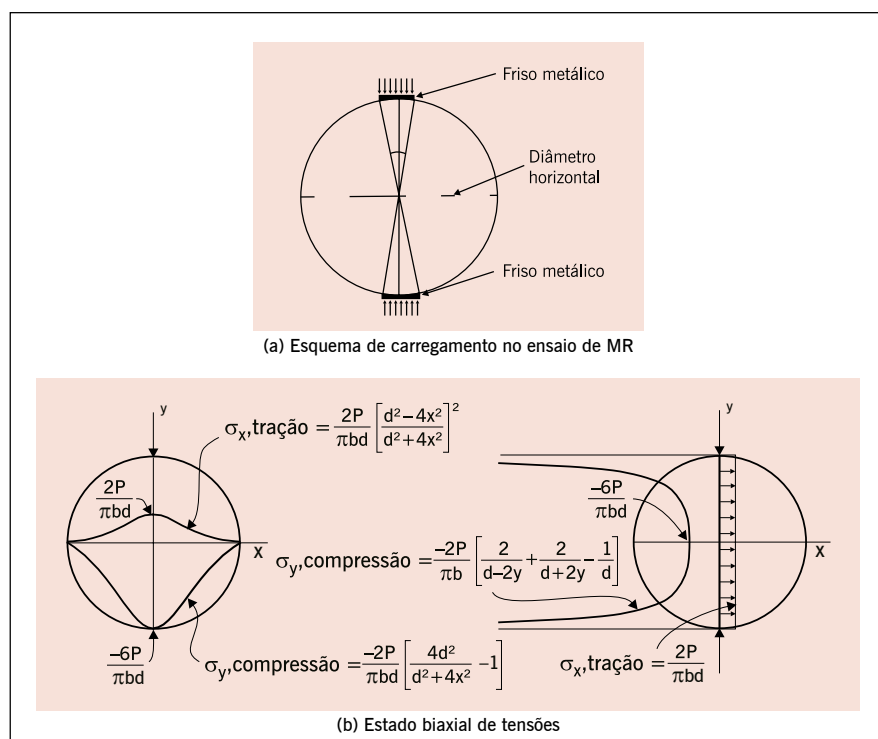
$\sigma_x$  = tensão horizontal;

$\sigma_y$  = tensão vertical;

$\mu$  = coeficiente de Poisson;

$MR$  = módulo de resiliência.

**Figura 6.10** – Ilustração do ensaio de compressão diametral e estado de tensões gerado



Fonte: Medina; Motta, 2015.



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 6.5 e 6.6.

$$\sigma_x(0, y) = \frac{P}{\pi t} \left[ \frac{(1 - \bar{y}^2) \operatorname{sen} 2\alpha}{1 - 2\bar{y}^2 \cos 2\alpha + \bar{y}^4} - \arctan \left( \frac{1 + \bar{y}^2}{1 - \bar{y}^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (6.5)$$

$$\sigma_y(0, y) = -\frac{P}{\pi t} \left[ \frac{(1 - \bar{y}^2) \operatorname{sen} 2\alpha}{1 - 2\bar{y}^2 \cos 2\alpha + \bar{y}^4} + \arctan \left( \frac{1 + \bar{y}^2}{1 - \bar{y}^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (6.6)$$

Onde:

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

$\rho$  = pressão uniformemente distribuída na área de contato friso-cilindro;

$2t$  = largura do friso;

$\alpha$  = arc sen  $t/R$ ;

$y$  =  $y/R$ ;

$y$  = distância vertical a partir do eixo horizontal que passa no centro do CP;

$R$  = raio do CP.

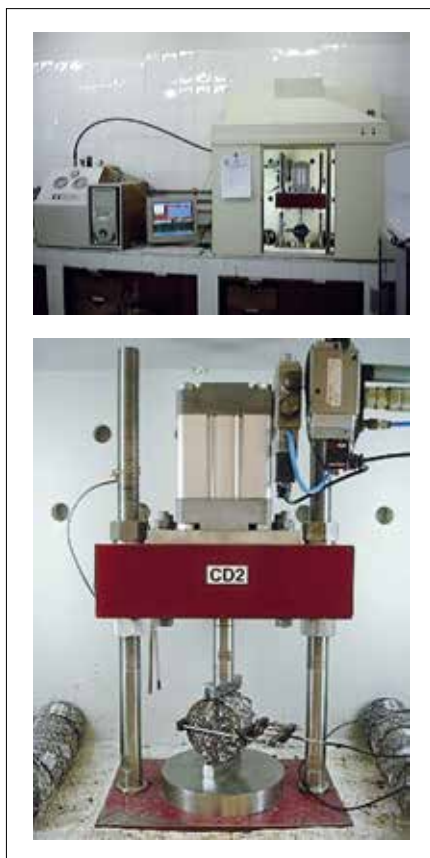
Nas misturas asfálticas o coeficiente de Poisson pode ser considerado independente do tipo de carregamento, variando apenas com a temperatura. O seu valor varia entre 0,35 para baixas temperaturas e 0,50 para altas temperaturas (VON QUINTUS *et al.*, 1991). No Brasil é comum se assumir o valor de 0,30.

Os primeiros equipamentos utilizados no país foram desenvolvidos aqui na década de 1980 e são do tipo pneumático, que permitiram gerar desde então um enorme banco de dados sobre as misturas asfálticas nacionais. Vários laboratórios dispõem desse tipo de equipamento e, também, automatizados. Na figura 6.11 mostra-se um desses pioneiros desenvolvido e construído no país, em operação desde 1990. Neste também se realizam os ensaios de FN e de fadiga.

Na figura 6.12 mostram-se dois equipamentos servo-hidráulicos, que vários laboratórios brasileiros dispõem, que permitem realizar o ensaio de MR de forma automatizada, além de outros tipos de ensaios, tais como o de módulo dinâmico, fadiga, tratados a seguir.

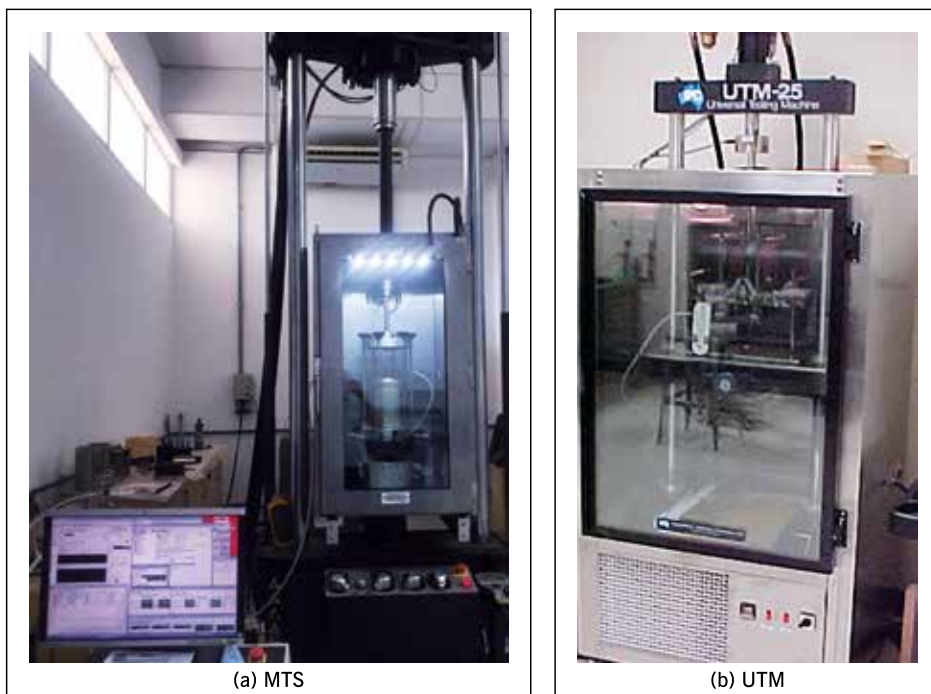
O MR resultante do ensaio de tração indireta é definido como a relação entre a tensão de tração ( $\sigma t$ ), aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura asfáltica, e a deformação específica recuperável ( $\epsilon t$ ) correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura ( $T$ ). Na figura 6.13, apresenta-se a forma da aplicação da carga cíclica, em geral correspondente a 0,1 s de aplicação da carga e a 0,9 s de intervalo de repouso, frequência de 1 Hz e medidas dos deslocamentos, obtidas por diferentes equipamentos.

**Figura 6.11** – Exemplo de equipamento pneumático para determinação do MR de misturas asfálticas



Fonte: Elaborada pelos autores.

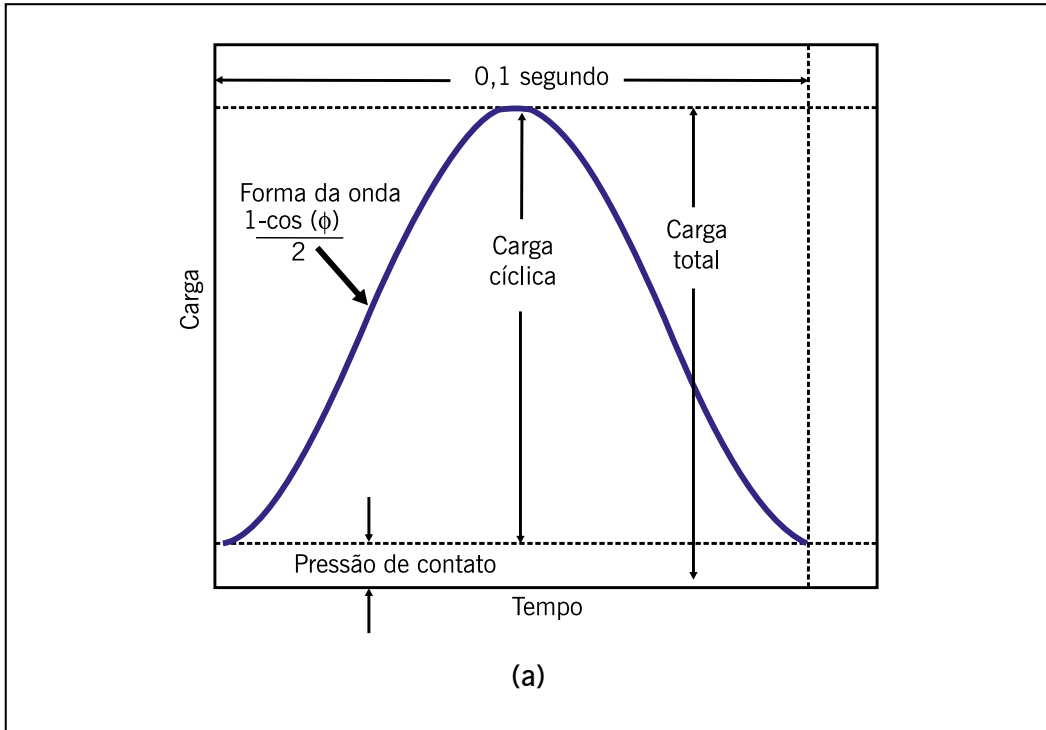
**Figura 6.12** – Exemplos de equipamentos servo-hidráulicos utilizados para vários ensaios de misturas asfálticas



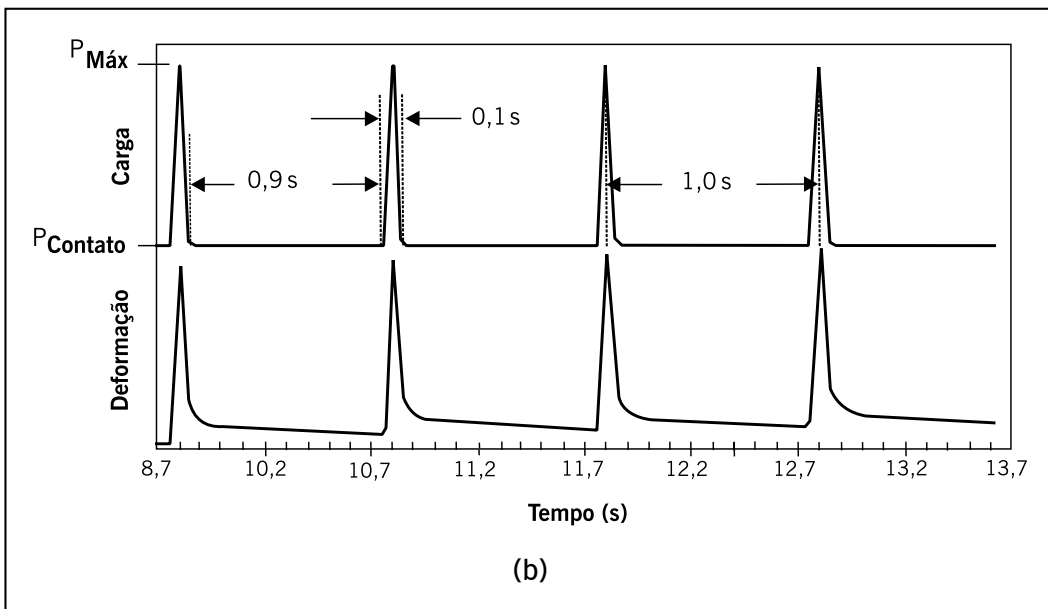
Fonte: Elaborada pelos autores.

Fonte: Lucas Júnior, 2018

**Figura 6.13** – Esquema de aplicação de carga (a) e leituras da deformação correspondente no ensaio de MR (b)



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010. (adaptado de NCHRP-285).



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

É calculado pela expressão 6.7 a seguir, e elementos indicados na figura 6.14:  
Por definição:

$$MR = \left( \frac{\sigma_t}{\epsilon_t} \right)$$

Considerando um diâmetro do CP de 10 cm e um friso de carga de 1,27 cm, deduz-se a seguinte expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} = \frac{F}{t\Delta} (0.9976\mu + 0.2692) \quad (6.7)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência, MPa;

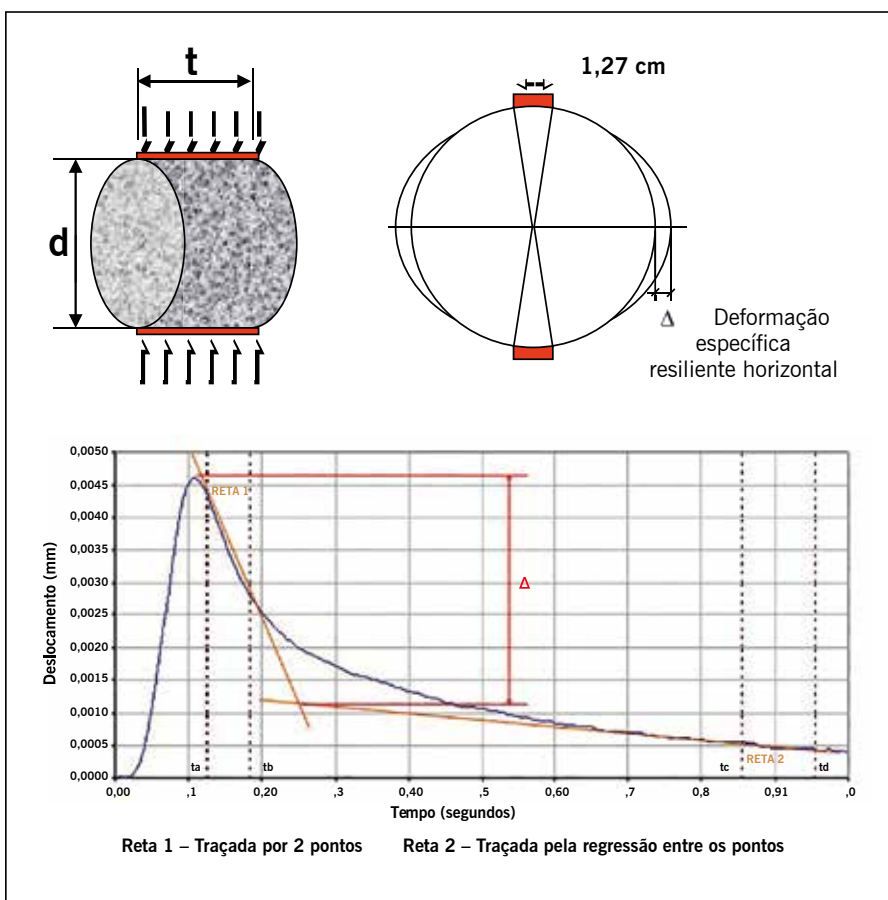
$F$  = carga vertical repetida aplicada diretamente no CP, N;

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

$t$  = altura do CP, mm;

$\mu$  = coeficiente de Poisson.

**Figura 6.14** – Esquema do ensaio de MR e variáveis constantes na equação 6.7



Fonte: Medina, 1988.

O MR não representa 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 pode ser encontrada, por exemplo, em Souza (2005), entre outros autores, 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; MOTTA, 2006).

A dosagem Marshall e Superpave para energias equivalentes fornecem eventualmente teores de ligante de projeto similares, porém em termos de MR e RT podem apresentar valores diferentes visto que 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 12.000 MPa para CAs 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 6.3. Outro parâmetro que consta na tabela é a resistência à tração estática, parâmetro discutido no item anterior. Os valores são dados em MPa e a 25°C.

A tabela 6.3 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 autores citados.

EMEs (ver capítulo 4), muito utilizadas pelos franceses e em alguns países europeus, podem apresentar MR acima de 10.000 MPa e resistência à tração por compressão diametral entre 1,9 e 3,5 MPa. Destinam-se exclusivamente à camada de base, caracterizando o comportamento da estrutura como um pavimento semirrígido do ponto de vista de deformabilidade. Informações sobre esse tipo de CA e resultados para várias condições podem ser obtidas em Magalhães (2004); Freitas (2007); Quintero (2011); Villela (2011); Villela *et al.* (2011); Leite *et al.* (2011); Pereira (2012); Villela *et al.* (2012); Quintero *et al.* (2012), entre outros autores nacionais.

**TABELA 6.3 – EXEMPLOS DE MRS E RT DE MISTURAS ASFÁLTICAS INVESTIGADAS NO PAÍS (25°C)**

Características	Faixa (referência)	MR (MPa)	RT (MPa)	Tipo agregado
CA – CAP 30/450		3.628	1,09	
CA – CAP – CAP 50/60	Faixa C (SOARES <i>et al.</i> , 2000)	3.033	0,89	
CA – CAP – CAP 30/45		5.105	0,82	
CA – CAP – CAP 50/60	Faixa B (SOARES <i>et al.</i> , 2000)	4.425	0,73	
AAUQ1		1.825	0,52	
AAUQ2		1.683	0,72	
<b>Misturas densas (moldadas em laboratório)</b>	Faixa C (REDE ASFALTO, 2005)	3.609	1,26	
CA 1		3.026	1,23	
SMA – 12,5 mm	(VASCONCELOS, 2004)	4.747	0,98	
SMA – 9,5 mm		3.367	0,82	
<b>Concreto asfáltico com material fresado</b>	Faixa C (LIMA, 2003)	3.200	1,20	
Com 0% fresado		4.776	1,30	
Com 10% fresado		7.524	1,30	
Com 30% fresado		8.901	1,60	
<b>CA com asfalto-borracha</b>	Faixa C (PINHEIRO, 2004)	3.647	0,97	Granito
Asfalto-borracha (úmido)		2.393	0,50	
Agregado-borracha (seco)		2.452	0,80	
SMA (variando o fíler)	0/11S (MOURÃO, 2003)	2485	0,68	
6% SBS fíler 1		2095	0,67	
Fíler 2		1968	0,90	
Fíler 3				
<b>CA variando agregado e ligante</b>	TNM 19 mm (FREITAS, 2007)	8062	1,75	Escória
Escória de aciaria ligante RV		9173	1,89	
Escória aciaria ligante 30/45 Sasobit		8608	1,92	Brita gnaisse
Escória aciaria ligante 30/45		7121	1,69	
Agregado convencional ligante RV		9080	1,79	
Agregado convencional ligante 30/45 Sasobit		7082	1,68	
<b>CA diversos modificadores</b>	TNM 19 mm (CAVALCANTI, 2010)	6900	1,42	Granito
Ligante 50/70		9084	1,52	
Ligante com TLA		7723	1,89	
Ligante com WMA		11500	2,14	
Ligante com PR Plast		9745	2,20	
Ligante 30/45				
<b>CA variando fíler</b>	19 mm (BOIERA, 2014)	3742	1,30	Basalto
Fíler pó de pedra		3826	1,44	
Fíler + cal calcítica 1%	CAP 50/70	3625	1,35	
Fíler + cal calcítica 2%		3872	1,52	
Fíler + cal dolomítica 1%		3703	1,46	
Fíler + cal dolomítica 2%				
<b>CA (diferentes refinarias)</b>	12,7 mm (POSSEBON, 2018)	11241	2,37	
30/45 REGAP		8628	1,45	
50/70 LUBNOR		7352	1,39	
50/70 REFAP		8382	1,30	
50/70 REGAP		7173	1,27	
50/70 REPAR		8133	1,46	
50/70 REVAP				

Fonte: Elaborada pelos autores.

### 6.3.2 Módulo dinâmico

A importância de se considerar a viscoelasticidade, bem como a possibilidade de contabilizar os efeitos de diferentes temperaturas e frequências de carregamento, faz com que o módulo

dinâmico,  $|E^*|$ , seja usado para determinar tanto as características elásticas quanto as propriedades viscoelásticas lineares de um dado material (CHRISTENSEN, 1982). O  $|E^*|$  é definido como o valor absoluto do módulo complexo que define as propriedades elásticas de um material viscoelástico linear sujeito a uma carga senoidal. O módulo complexo,  $E^*$ , define a relação entre tensão e deformação para um material viscoelástico linear. Em misturas asfálticas, esse parâmetro é obtido usualmente por meio de um carregamento senoidal aplicado axialmente em CPs cilíndricos e na ASTM a primeira norma é de 1979 (ASTM 3497). O procedimento é repetido para diferentes temperaturas e frequências de carregamento com o intuito de se construir uma curva mestra que incorpore os efeitos das duas variáveis citadas, tempo ( $t$ ) e temperatura (FRANCKEN; PARTL, 1996).

Desde a década de 1960 o  $|E^*|$  vem sendo pesquisado como uma alternativa ao MR na caracterização de misturas. Papazian (1962) realizou um ensaio aplicando tensões axiais senoidais a um CP, e medindo os deslocamentos correspondentes. Os ensaios foram conduzidos a temperaturas controladas e variadas frequências 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). Witczack e Root (1974), e Bonnaure *et al.* (1977) observaram ainda que os ensaios conduzidos sob a forma de tração-compressão são mais representativos do comportamento em campo. Nesses estudos o  $|E^*|$  foi determinado por ensaios de flexão de CPs trapezoidais que eram fixados na extremidade de base e sujeitos a um carregamento senoidal na outra extremidade.

Embora muitas pesquisas acadêmicas no Brasil já realizem esse tipo de ensaio há muitos anos, a primeira norma brasileira é a DNIT 416/2019. Nesta norma o  $|E^*|$  é assim definido: “valor absoluto do módulo complexo, calculado pela razão entre a amplitude de tensão (pico a pico) e a amplitude de deformação axial (pico a pico), para um material sob o carregamento de compressão do tipo senoidal (*haversine*)”.

Para a realização do ensaio é necessário um equipamento servo-hidráulico capaz de aplicar frequências de carregamento de compressão do tipo *haversine*, variando de 0,1 a 25 Hz, e níveis de carga de até 25 kN, que deve dispor de uma câmara de temperatura que permita o condicionamento do CP para o ensaio na temperatura desejada, e seja capaz de controlar a temperatura no intervalo de  $-10^{\circ}\text{C}$  a  $60^{\circ}\text{C}$ , com precisão de  $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$ , medida no interior de um CP de controle. A câmara deve ser larga o suficiente para acomodar, no mínimo, o CP do ensaio e o de controle que tem um ou dois sensores de temperatura instalados no centro para a verificação da temperatura interna.

O CP deve ser preparado de acordo com a norma DNIT 178/2018 – PRO, no compactador giratório, com um grau de compactação de  $98,5 \pm 0,5\%$  da densidade aparente de projeto da mistura compactada (aproximadamente 5,5% de vazios para misturas dosadas para 4% de vazios, como exemplo). A altura do CP deve ser de  $150,0 \pm 2,5$  mm e o diâmetro deve ser de  $100 \pm 2,0$  mm.

De forma geral, as aplicações da carga são feitas nas frequências de carregamento de 25,0; 10,0; 5,0; 1,0; 0,5 e 0,1 Hz, nas temperaturas de 4, 20 e  $40^{\circ}\text{C}$ . Cada CP, instrumentado com os transdutores, deve ser ensaiado para cada uma das combinações de temperatura e frequência de carregamento, iniciando da menor temperatura e prosseguindo para a mais alta. Para cada nível de temperatura, são indicados níveis de carga a serem aplicados. O ensaio, a dada temperatura, deve começar com a frequência de carregamento mais alta e prosseguir até a mais

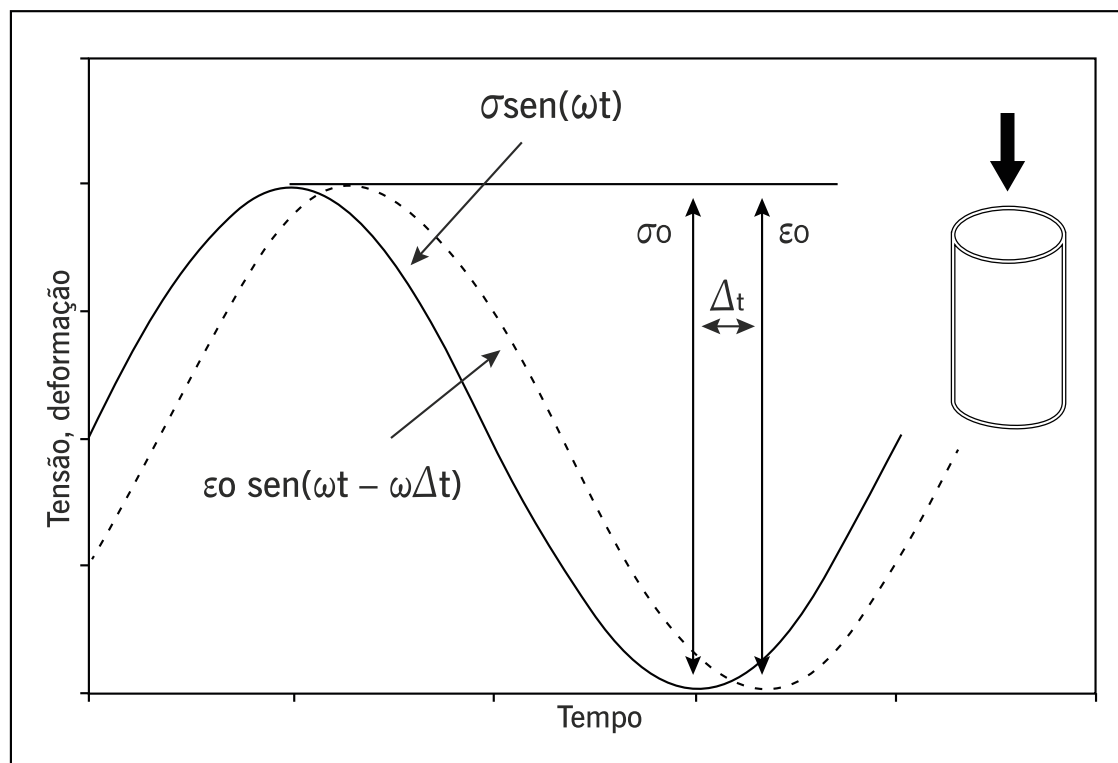
baixa. Vários cuidados de preparação estão descritos na norma e devem ser atendidos. Também os cálculos a serem realizados estão descritos na referida norma.

A figura 6.15 indica o esquema de aplicação da carga e a deformação resultante, indicando o ângulo de fase, que representa a defasagem entre a tensão e a deformação, expressa em graus ou radianos, obtida pela multiplicação do tempo pela frequência angular. O ângulo de  $0^\circ$  representa o comportamento de um sólido perfeitamente elástico e o ângulo de  $90^\circ$  o de um fluido perfeitamente viscoso. Na figura 6.16 são apresentados aspectos do CP e da instrumentação utilizada para obter os deslocamentos gerados.

Com esse ensaio se define a curva mestra (figura 6.17) do  $|E^*|$ , que consiste na expressão matemática utilizada para sintetizar o comportamento viscoelástico de uma mistura asfáltica, sob as várias condições de tempo de carregamento e de temperatura. Essa curva mestra pode ser usada para avaliação e caracterização de misturas asfálticas para o dimensionamento de pavimentos em métodos mecanístico-empíricos. A curva mestra pode ser ajustada por uma função sigmoïdal e o ajuste deve ser realizado utilizando uma ferramenta que permita a minimização da soma dos quadrados dos erros existentes entre o  $|E^*|$  medido em cada par temperatura-frequência e o  $|E^*|$  calculado pela função sigmoïdal.

Na tabela 6.4 são apresentados valores típicos do  $|E^*|$  de misturas asfálticas brasileiras. Os seguintes autores brasileiros podem ser consultados para maiores informações sobre o módulo dinâmico e seus resultados para variadas misturas asfálticas: Aragão *et al.* (2010); Pazos (2015); Pazos *et al.* (2015); Aragão *et al.* (2016); Almeida Jr (2016); Goeks *et al.* (2017); Fengler (2018); Fengler *et al.* (2018); Gouveia *et al.* (2018); Costa (2018); Possebon (2018); Santos *et al.* (2019); Cunha (2019); Santos *et al.* (2020), entre outros.

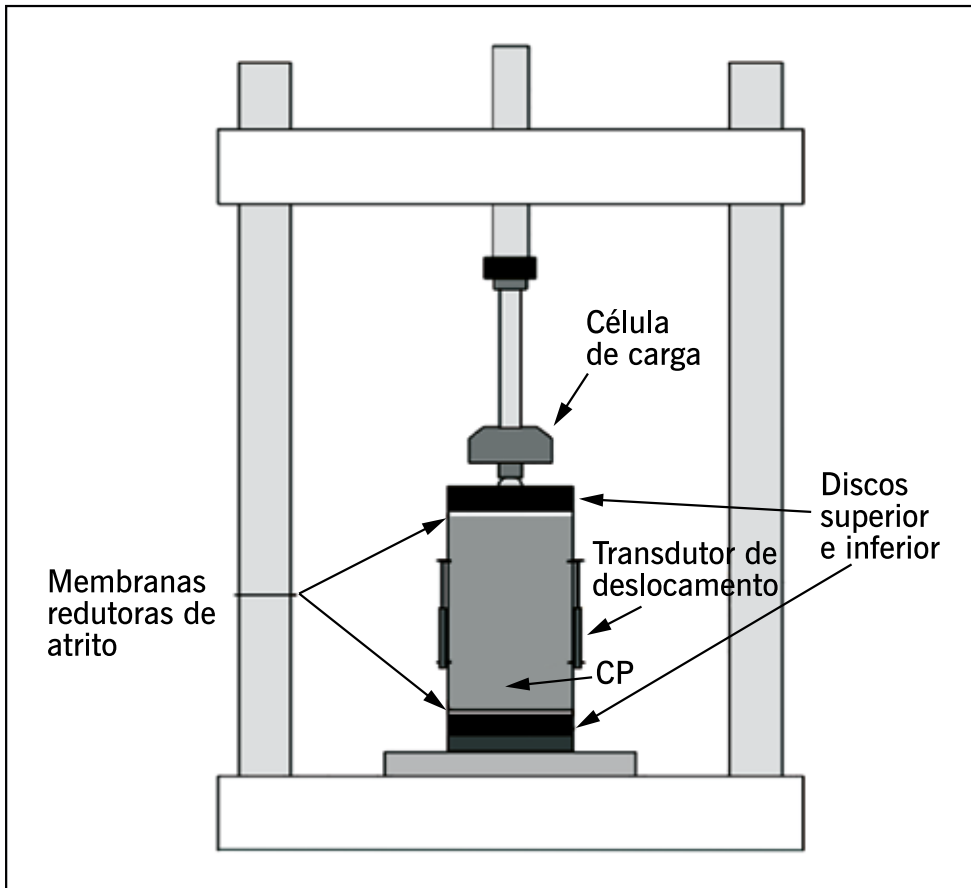
**Figura 6.15** – Forma de aplicação da carga cíclica e da deformação resultante no ensaio de módulo dinâmico axial e o ângulo de fase



Fonte: DNIT 416/2019.

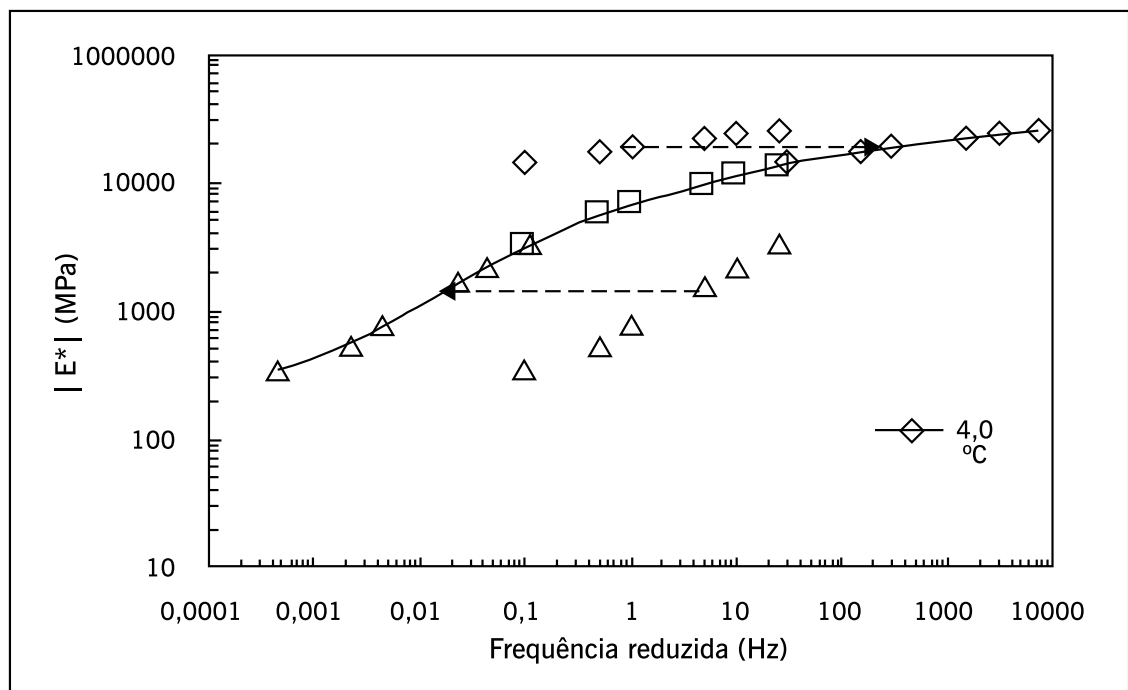


**Figura 6.16** – Ilustração do esquema geral do CP no ensaio com dois medidores de deslocamento



Fonte: DNIT 416/2019.

**Figura 6.17** – Exemplo de construção da curva mestra de módulo dinâmico



Fonte: DNIT 416/2019.

**TABELA 6.4 – RESULTADOS DE  $|E^*|$  DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS TÍPICAS COM TAMANHO MÁXIMO NOMINAL (TMN) DE 19 MM**

Temperatura (°C)	Frequência (Hz)	$ E^* $ est. (MPa) CAP 30/45	$ E^* $ est. (MPa) CAP 50/70	$ E^* $ est. (MPa) AMP 60/85
4	25	22100	21600	17500
4	10	20500	20400	16600
4	5	19700	19400	15700
4	1	17500	16600	13500
4	0,5	16400	15000	12700
4	0,1	13800	12100	10100
20	25	12900	10900	10700
20	10	11200	9300	9100
20	5	9800	7900	7100
20	1	7300	5300	5200
20	0,5	6100	4200	3600
20	0,1	3900	2200	2600
40	25	4100	2900	2800
40	10	2800	1900	2000
40	5	2100	1300	1300
40	1	900	500	650
40	0,5	700	360	450
40	0,1	350	160	230

Fonte: DNIT 416/2019.

### 6.3.3 Obtenção do módulo dinâmico por métodos simplificados

O módulo complexo  $E^*$  e, em consequência, o módulo dinâmico  $|E^*|$  podem ser obtidos com ensaios ou 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 granulometria da mistura. Os modelos de previsão aplicam-se a todos os tipos de misturas bem como a ligantes convencionais e modificados.

Historicamente, esses modelos foram desenvolvidos com base em regressão linear ou não linear de múltiplas variáveis. Os modelos mais usados são os de Witczak, integrados ao guia norte-americano de dimensionamento de pavimentos, o MEPDG.

Equações de previsão de módulo dinâmico também já foram produzidas a partir de dados de misturas brasileiras, e vêm sendo atualizadas à medida que novos dados são utilizados para sua calibração. Os termos da equação proposta originalmente por Mateos e Soares (2015) foram inseridos na função sigmoideal. Assim, foi proposta uma otimização para os dados da pesquisa de Gouveia *et al.* (2018), visando a um ajuste adequado. A otimização resultou na expressão 6.8, que apresenta um exemplo de equação de previsão de módulo ajustada para misturas brasileiras (GOUVEIA *et al.*, 2018), e tem como valores de entrada: o módulo de cisalhamento do ligante, e o percentual de vazios da mistura.

$$\log(|E^*|) = 1,811 + \frac{2,908}{1 + e^{0,763 - 22,597 \sqrt{v_v} - 0,757 \log(|G^*|)}} \quad (6.8)$$

Onde:

$|G^*|$  = módulo dinâmico de cisalhamento do ligante, em MPa;

$V_v$  = volume de vazios da mistura, em %.

### 6.3.4 Métodos não destrutivos

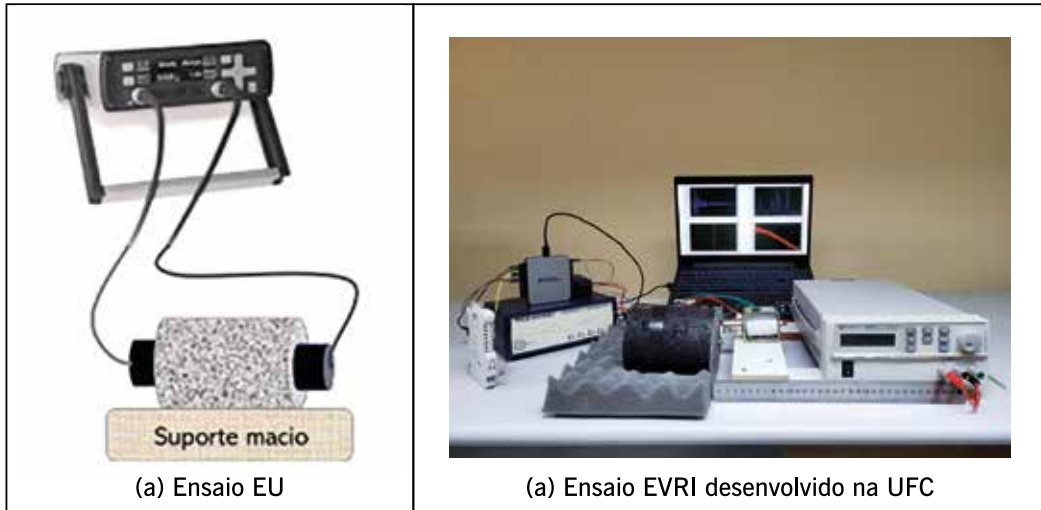
Nos últimos anos, a área da pavimentação vem utilizando técnicas não destrutivas para determinação do módulo complexo de misturas asfálticas e consequente obtenção de curvas mestras. Basicamente existem dois tipos de metodologias não destrutivas usadas para esse fim: ensaios ultrassônicos (EU) e os baseados em princípios vibracionais e ressonância por impacto, denominados aqui de EVRI.

Mounier *et al.* (2012) realizaram EUs em CPs cilíndricos de concreto asfáltico onde foi medida a propagação de ondas de compressão (onda P) e cisalhamento (onda S). Esses autores mostraram que é possível determinar o módulo complexo de uma mistura asfáltica com um erro relativo inferior a cerca de 20%. No EU, o equipamento de teste usado determina o tempo de voo das ondas ultrassônicas entre a superfície transmitida e a receptora (figura 6.18(a)). Dessa forma, a velocidade de transição dos pulsos ultrassônicos da amostra pode ser calculada e pela equação de Mandell (1966) é encontrado o módulo dinâmico. A grande limitação do EU é a obtenção do módulo dinâmico de misturas asfálticas em várias frequências a cada temperatura de ensaio.

Com base nessa limitação, Gudmarsson (2014) e Carret *et al.* (2018) desenvolveram um ensaio de EVRI atrelado à determinação da função de resposta de frequência (FRF), razão entre os sinais da saída e os de entrada no domínio da frequência. Os resultados experimentais de FRFs permitem a análise teórica por meio da modelagem tridimensional da vibração do sólido em *software* de elementos finitos, em que os parâmetros de um modelo viscoelástico linear determinam a vibração daquele sólido em uma ampla faixa de frequências. Esse método utiliza o fenômeno de ressonância e o seu princípio é induzir uma excitação em uma extremidade da amostra com um martelo de impacto automático e monitorar a resposta dada pelo acelerômetro colocado em outra posição da amostra. Uma transformação rápida de Fourier (FFT) do sinal de saída é realizada para transformar os sinais no domínio do tempo para o domínio da frequência. A figura 6.18(b) mostra o ensaio EVRI que vem sendo desenvolvido na Universidade Federal do Ceará (UFC).

O comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas apresenta-se com boa precisão no domínio das pequenas deformações 105 m/m (MANGIAFICO *et al.*, 2017). Esse fato impulsiona o uso dessas técnicas não destrutivas, pois as ondas mecânicas provocadas por esses métodos causam deformações abaixo de 106 m/m (MOUNIER *et al.*, 2012).

Figura 6.18 – Ensaio não destrutivo



Fonte: Bezerra *et al.*, 2022.

#### 6.4 ENSAIOS DE RUPTURA – VIDA DE FADIGA POR CARREGAMENTO CÍCLICO

As possibilidades de ensaios laboratoriais que avaliam a fadiga de misturas asfálticas são diversas, podendo apresentar variações/limitações decorrentes das condições de ensaio. Recomenda-se que as lógicas de análise dos ensaios sejam avaliadas sempre com vistas a se usar o teste capaz de caracterizar o defeito investigado com maior eficácia.

No caso dos ensaios de fadiga deve-se buscar ensaios que não produzam acúmulo contínuo de defeitos não relacionados à fadiga (BABADOPULOS, 2017). Nesse sentido, ensaios com deslocamento ou deformação controlados e com alternância de direção de carregamento devem ser preferidos.

Entre as geometrias de ensaio de fadiga consideradas (cilindro, trapézio, barras prismáticas ou viga, como indica a figura 6.19) e, por conseguinte, a forma de carregamento (compressão diametral, tração-compressão, flexão), somente o ensaio por tração-compressão, com carregamento de vaivém, apresenta estados de tensões e de deformações teoricamente homogêneos. A ensaios desse tipo, dá-se o nome de ensaios homogêneos, enquanto os demais são chamados ensaios não homogêneos (DI BENEDETTO *et al.*, 2001, 2004).

Figura 6.19 – Exemplos de equipamentos para ensaios de fadiga de CA



Fonte: Elaborada pelos autores.

Os ensaios homogêneos são mais adequados para a investigar a fadiga do que os ensaios não homogêneos. Nestes, a tensão pode ser calculada diretamente a partir de medidas obtidas no contorno do CP com uma célula de carga e da consideração da geometria adotada. O exemplo clássico é o do cálculo da tensão de tração ( $\sigma = F/A_t$ ) oriunda da força de tração uniaxial ( $F$ ) uniformemente distribuída sobre a área transversal ( $A_t$ ) de um CP. O comportamento reológico (elástico linear ou não linear, viscoelástico linear ou não linear, viscoelastoplástico, com ou sem dano etc.) do material testado não tem qualquer influência no cálculo das tensões, desde que o ensaio possa ser considerado homogêneo, o que é uma hipótese fundamental da mecânica dos meios contínuos. Essa hipótese impõe condições ao distanciamento entre as escalas da menor dimensão do CP e da maior dimensão das heterogeneidades, adotada, em função da aplicação como algo em torno de três a 10 vezes para a razão entre essas dimensões. Raciocínio semelhante pode ser elaborado para o cálculo de deformações.

Já em ensaios não homogêneos, o cálculo das tensões e/ou das deformações é feito a partir da solução de um problema de valor de contorno, que envolverá necessariamente a utilização de uma equação constitutiva (elástico linear ou não linear, viscoelástico linear ou não linear, viscoelastoplástico, com ou sem dano etc.). Ou seja, é preciso *a priori* estabelecer uma hipótese sobre o comportamento reológico do material para, em seguida, criar-se uma equação para obtenção dos campos de tensões e de deformações. A escolha do modelo constitutivo tem fundamental relevância no resultado da análise de tensões e deformações. Sendo assim, caso o comportamento do material não respeite a hipótese original feita sobre ele, o cálculo não é válido.

Em ensaios sem danificação do CP, a adoção de ensaios não homogêneos pode ser eficiente, desde que haja segurança sobre o tipo de comportamento do material ensaiado e que a equação adotada no cálculo seja a adequada. Já em ensaios com dano, não é possível, no ensaio que busca determinar como o dano se desenvolve, saber *a priori* como o mesmo ocorre. Apesar de a carga aplicada em um ensaio não homogêneo frequentemente ser controlada, a tensão, a rigor, não o é. Por esse motivo, a própria taxonomia associada ao ensaio de fadiga à “tensão controlada” deve ser usada com cautela, melhor dizendo seria a tensão inicial controlada.

Quanto ao percurso de carregamento, à exceção de materiais elásticos (cujo comportamento mecânico é reversível de maneira instantânea), há fluência quando o carregamento não oscila em torno de um eixo que representa a ausência de deformação. A fluência excessiva leva ao dano e, em última avaliação, à ruptura. Ensaios de flexão e de tração-compressão direta (que não sejam de tensão controlada) respeitam essa característica da oscilação para o estudo do comportamento de fadiga dos materiais asfálticos. No caso do ensaio de compressão diametral, o carregamento é sempre no mesmo sentido, transmitindo-se em termos de tensões sempre de compressão ou sempre de tração em um dado ponto e uma dada direção no material. Dessa maneira, há fluência e a tarefa de determinar no comportamento ao longo do ensaio aquilo que é proveniente do dano por fadiga e aquilo que é proveniente da fluência não é, à luz do conhecimento atual, possível.

A despeito das questões apontadas, devido à larga experiência no Brasil com o ensaio de compressão diametral, com uma considerável base de dados (como destaque cita-se PINTO, 1991, que realizou ensaios a TC – tensão controlada e DC – deformação controlada, em compressão diametral e flexão), esse ensaio foi normatizado pelo DNIT (DNIT 183/2018-ME), e incorporado ao seu novo método de dimensionamento, e é discutido a seguir. Subsequentemente, faz-se também uma discussão sobre o ensaio de tração-compressão que, assim como em outros países, eventualmente poderá ser usado no Brasil em breve, para além das pesquisas da academia onde já começa a ser realizado.

#### 6.4.1 Vida de fadiga – compressão diametral (ensaio normatizado pelo DNIT)

Enquanto cargas monotônicas (caso do ensaio de compressão diametral estático) produzem um dano (trincas) continuamente crescente nos materiais, cargas cíclicas podem produzir 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 “resselagem” das trincas (*healing* em inglês), que é apenas brevemente mencionado no final desta seção, sendo que o leitor que tenha interesse pode consultar Babadopulos (2017) e Oliveira (2019) para um aprofundamento sobre este tema.

Cargas cíclicas produzem falhas nos materiais decorrentes das solicitações de tensões mais baixas do que a resistência (tensão obtida na ruptura em ensaios estáticos), como consequência dessa carga ser aplicada repetidas 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, como ilustra a figura 6.20.

Região I: onde as primeiras mudanças microestruturais ocorrem; formam-se microfissuras; a densidade dos deslocamentos cresce e as zonas de danos irreversíveis se iniciam.

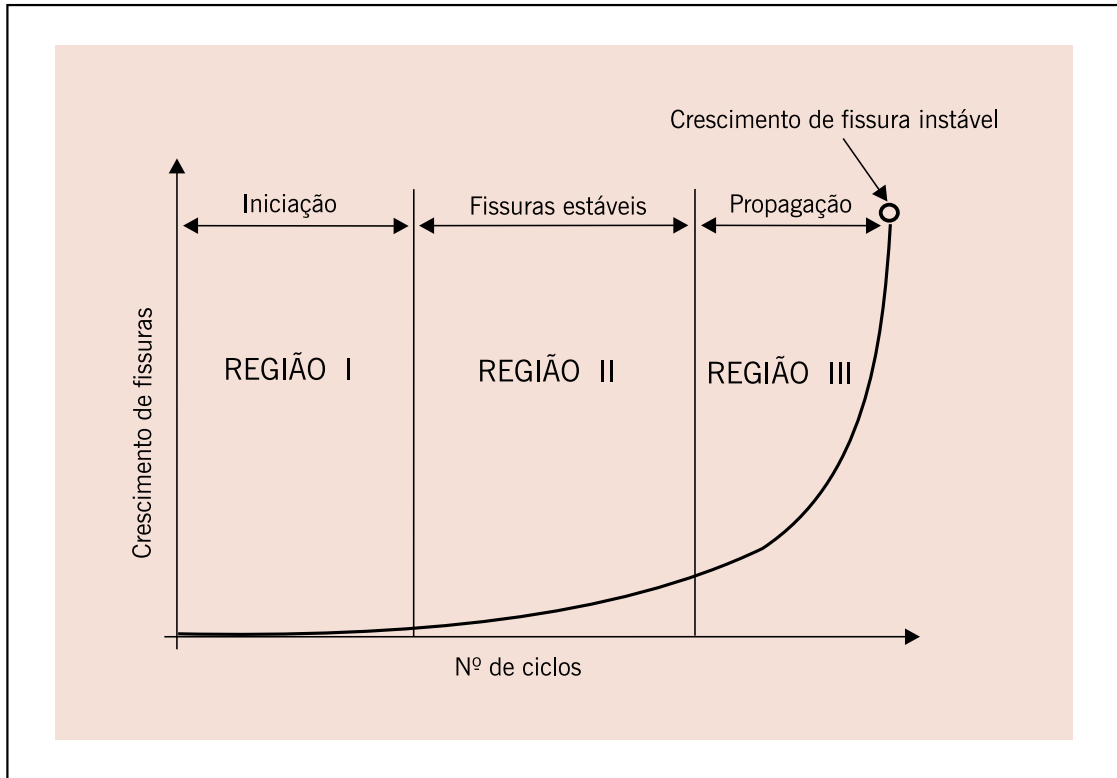
Região II: caracterizada pelo surgimento das macrofissuras originadas da coalescência das microfissuras.

Região III: crescimento das macrofissuras conduzindo rapidamente ao colapso total.

A vida de fadiga de uma mistura asfáltica pode ser 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.

No ensaio laboratorial de vida de fadiga por compressão diametral à TC (DNIT 183/2018-ME), o número de repetições de carga até a falha é encontrado, sendo a carga aplicada numa frequência de 1 Hz por equipamento pneumático (PINTO, 1991; RODRIGUES, 1991; MEDINA; MOTTA, 2015). Como comentado em seção anterior, pode-se considerar que esse ensaio gera um estado biaxial de tensões em um CP cilíndrico. No decorrer do ensaio de fadiga, a deformação de tração aumenta até o rompimento completo do CP. 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, 2003).

**Figura 6.20** – Estágios existentes num processo de fadiga



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

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 (2003), em revestimentos com espessuras inferiores a 50 mm, 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 CP 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; MONISMITH, 1969; PRONK; HOPMAN, 1990; TAYEBALI *et al.*, 1993).

O ensaio de fadiga normatizado pelo DNIT em 2018 tem sido realizado no país 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 6.21 para três misturas com distintas faixas granulométricas):

$$N = k_1 \left( \frac{I}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad \text{ou} \quad N = k_2 \left( \frac{I}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (6.9)$$

Onde:

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

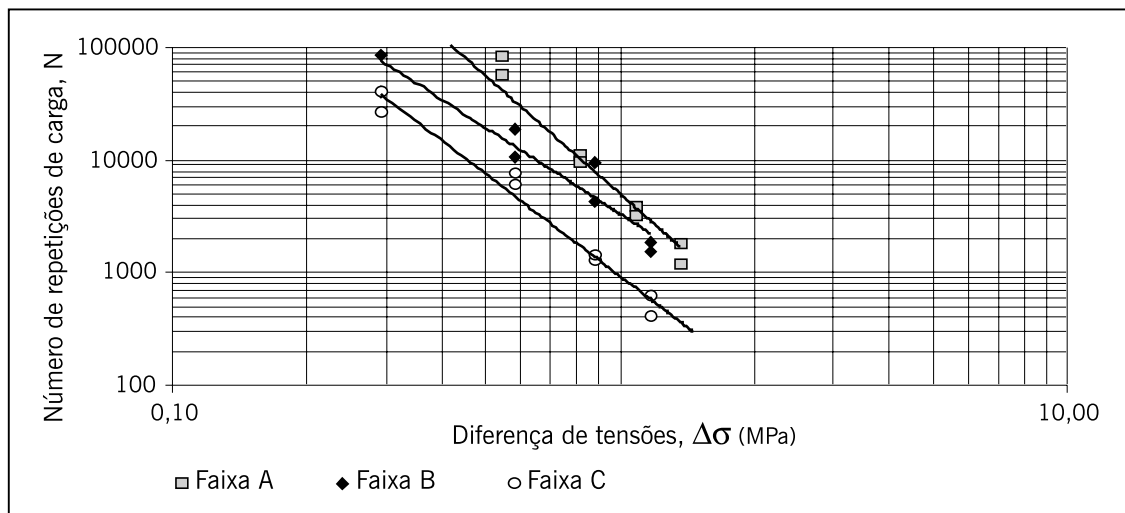
$\sigma_t$  = tensão de tração repetida solicitante;

$\Delta\sigma$  = diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra (figura 6.20);

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

No ensaio de fadiga à TC, considera-se a tensão solicitante no CP como constante, o que é apenas uma aproximação, uma vez que o carregamento constante ao longo do ensaio não é traduzido em uma tensão solicitante constante. As tensões no CP, que podem ser calculadas por meio das expressões que constam na figura 6.22 admitem que o CP seja constituído de material elástico, isotrópico e sem danos. Isto é uma aproximação durante o ensaio de fadiga, uma vez que à medida que o carregamento é repetido, há dano progressivo no CP, além do fato de que as misturas asfálticas são materiais claramente inelásticos.

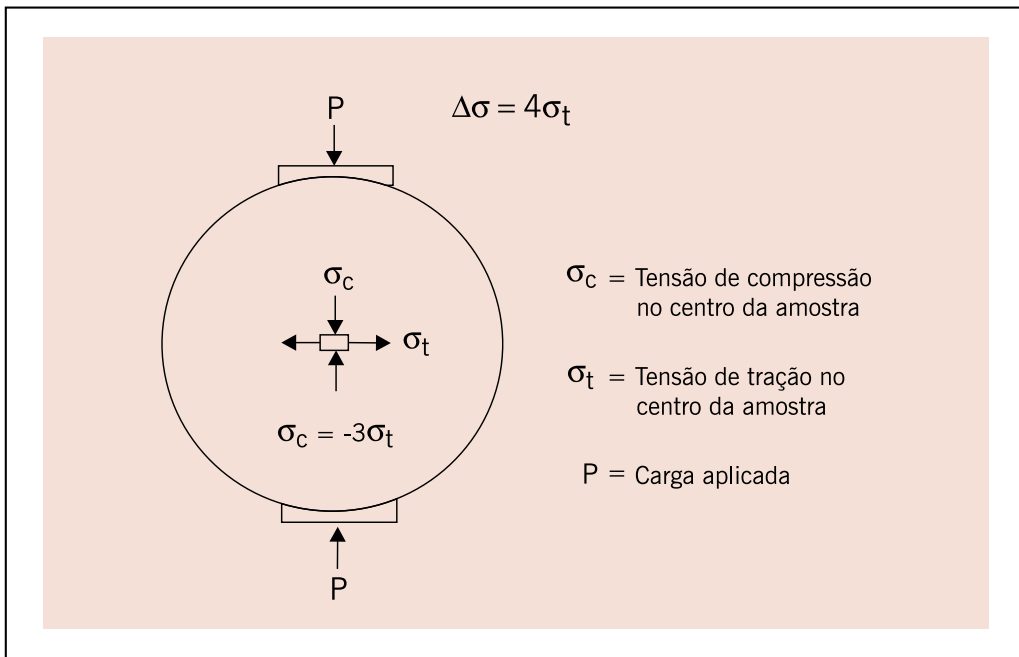
**Figura 6.21** – Vida de fadiga considerando diferentes faixas granulométricas



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.



**Figura 6.22** – Representação das tensões no centro da amostra de um CP cilíndrico



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

O modelo usado quando se faz o ensaio de fadiga à DC leva em conta a deformação de tração medida no centro do CP ( $\epsilon_t$ ):

$$N = k_3 \left( \frac{I}{\epsilon_t} \right)^{n_3} \quad (6.10)$$

Em uma abordagem mecanístico-empírica de dimensionamento de pavimentos usada no Brasil inicialmente (BENEVIDES, 2000), a diferença entre tensão máxima de compressão e de tração na fibra inferior do revestimento ( $\Delta\sigma$ ) era considerada como o 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 serviam 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 à flexão e à 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  $70 \times 10^{-6}$ , 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 CPs. 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 variações térmicas, 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; LITTLE, 1995; KIM; LEE, 1995; KIM *et al.*, 1997; LITTLE *et al.*, 1999; BALBO, 2000).

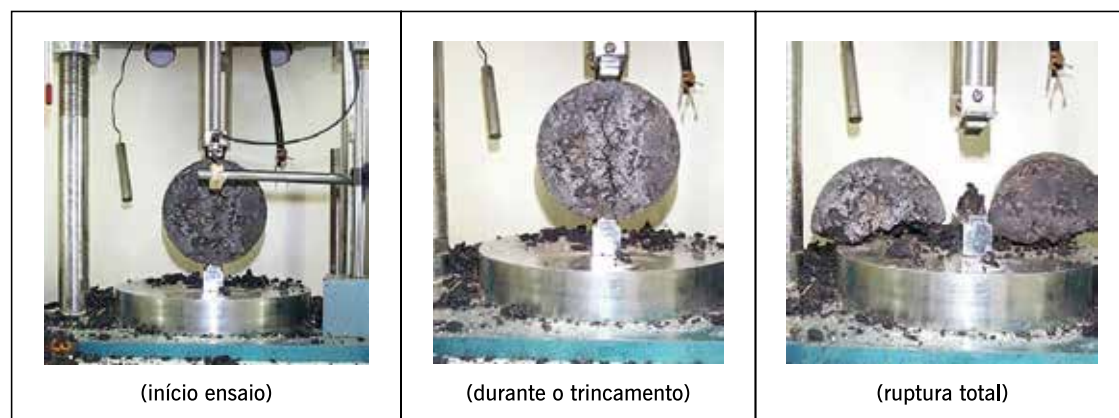
O ensaio de fadiga tem sido usado comumente para fins de comparação entre misturas asfálticas, porém é preciso cautela para uma conclusão direta somente a partir das curvas, visto que o estado de tensões gerado em cada situação depende da estrutura como um todo e do valor do MR das camadas constituintes dos pavimentos (MOTTA, 1991; PINTO, 1991; MEDINA; MOTTA, 2015). 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. Isso seria válido somente se o  $\sigma_t$  (ou  $\Delta\sigma$ ) gerado fosse o mesmo. Essa condição de maiores  $k$ s nesse tipo de ensaio quase sempre está associada a maiores MRs. Mas misturas asfálticas 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 asfálticas devem ser correspondentes a cada caso estudado.

No ensaio convencionalmente realizado, consideram-se as tensões e a deformação inicial relativas ao início do ensaio (primeiro 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 CP 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 CP (DIJK, 1975; PHANDNAVIS; SWAMINATHAN, 1997; GHUZLAN; 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 TC, o parâmetro de comparação e previsão da vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas no Brasil.

Na figura 6.23 estão ilustradas três fases do ensaio de fadiga por compressão diametral descrito na norma DNIT 183/2018 ME. Na norma europeia EN 12697-24 (2018) são descritos vários ensaios de fadiga de concreto asfáltico, com muitos tipos de CPs e formas de atuação das cargas, entre eles está o ensaio por compressão diametral como uma das possibilidades.

**Figura 6.23** – Fases do ensaio de fadiga por compressão diametral de CA



Fonte: DNIT 183/2018.

No novo método de dimensionamento do DNIT (MeDiNa), foi estabelecido que o ensaio de fadiga normalizado, embora realizado à TC, deve expressar as curvas de fadiga em termos de deformação de tração inicial, visto que assim foi feita a calibração do FLC. Por meio de uma análise de um banco de dados de curvas de fadiga de diferentes CAs, com vários tipos de agregados e ligantes, foram definidas quatro classes de fadiga que foram inseridas no programa MeDiNa de dimensionamento. A intenção dessas classes é colaborar com o projetista em um anteprojeto ou também avaliar uma curva de fadiga obtida em um projeto de dosagem específico. Permite a escolha de uma classe de mistura asfáltica, cujas propriedades, quando igualadas ou superadas pelas misturas asfálticas de campo, garantem o desempenho à fadiga do pavimento construído conforme projetado.

Conforme já comentado, não é possível comparar diretamente duas curvas de fadiga somente pelos “K” experimentais. Assim, foi definido um fator de fadiga da mistura asfáltica (FFM) que, ao ser correlacionado com o módulo de resiliência da mistura, para um intervalo de deformação específica, permite considerar uma forma mais adequada de elencar a qualidade em termos de fadiga.

Foi analisado um total de 105 curvas de fadiga resultantes de ensaios realizados no Laboratório de Pavimentação da Coppe/UFRJ e de diversas outras instituições de ensino brasileiras, todos ensaios de carga repetida à TC, na temperatura de 25°C, contemplando misturas asfálticas com ligantes tradicionais; ligantes modificados por polímero e com asfalto-borracha.

A figura 6.24 mostra este banco de dados na forma gráfica, sendo cada uma das curvas expressa pela expressão a seguir (6.11):

$$N = k_1 \cdot \varepsilon_t^{k_2} \quad (6.11)$$

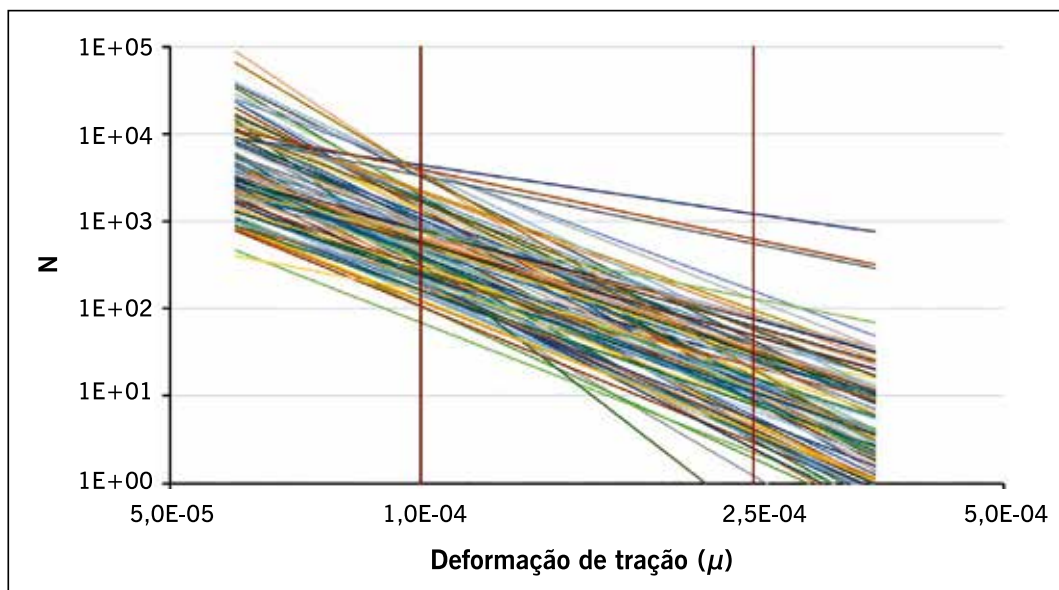
Onde:

$k_1$  e  $k_2$  = constantes experimentais;

N = número de ciclos até a ruptura total do CP;

$\varepsilon_t$  = deformação de tração inicial do ensaio em cada nível de tensão.

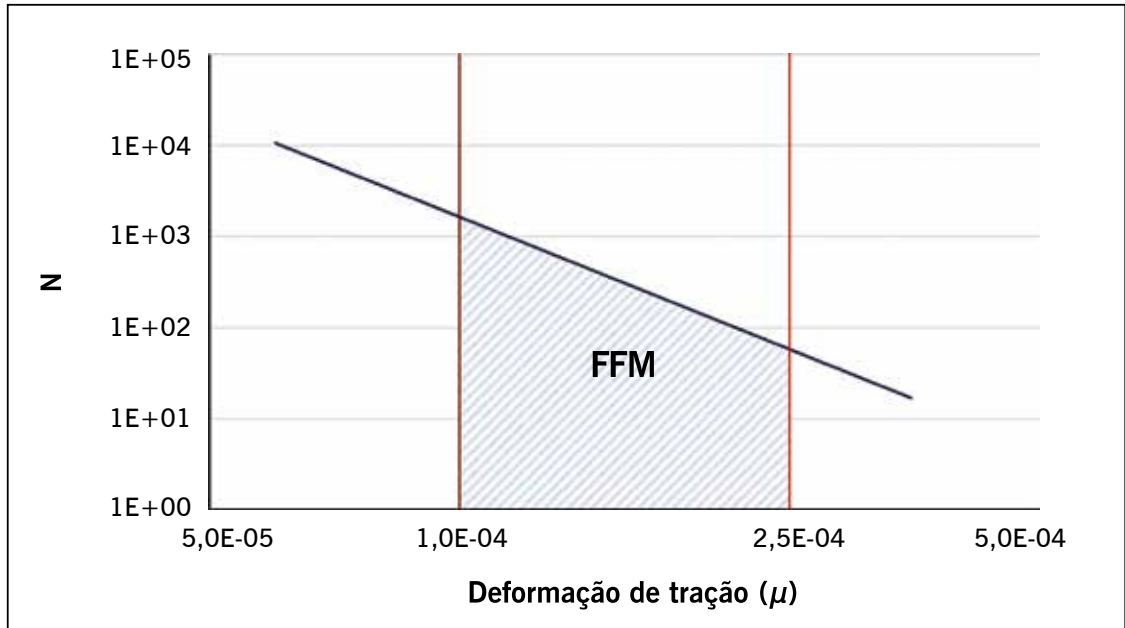
**Figura 6.24** – Banco de dados de curva de fadiga analisados para definir as classes de fadiga de CA



Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

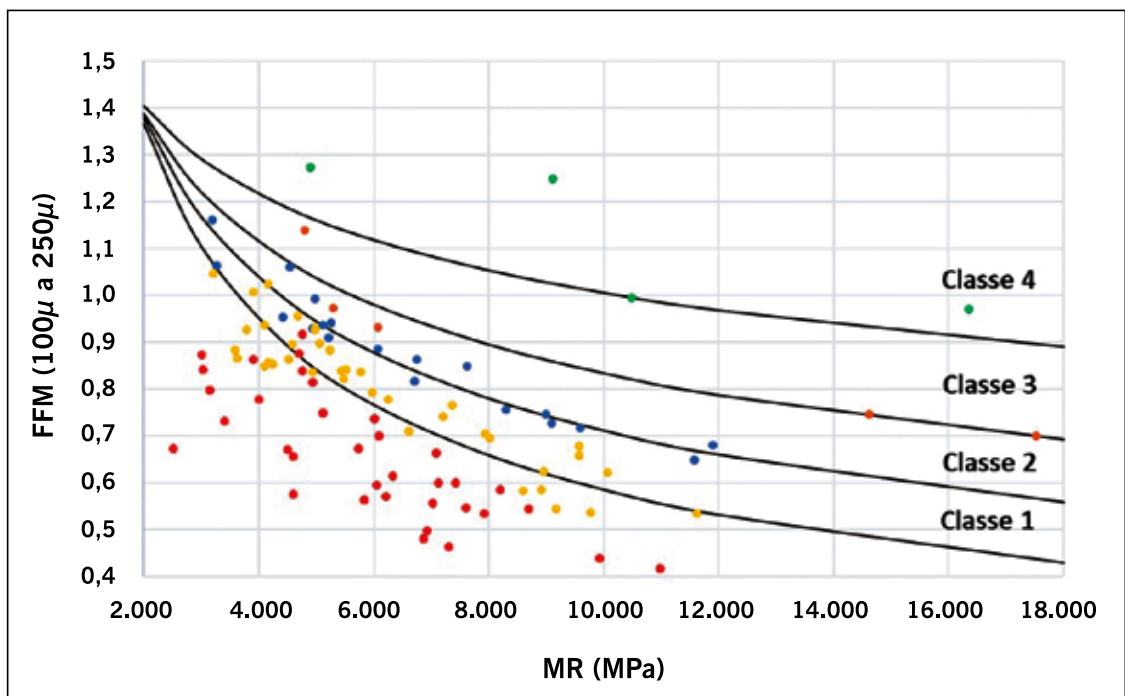
O FFM foi estabelecido para pavimentos com base não estabilizada quimicamente e no intervalo de deformações de tração entre  $100 \mu$  e  $250 \mu$ , conforme ilustrado na figura 6.25. Em seguida foi feita uma análise associando esse FFM de cada uma das misturas asfálticas do banco de dados com seu MR, considerando seu valor relativo. Assim, está apresentado na figura 6.26 a separação utilizada nas definições das classes, também indicadas na tabela 6.5.

**Figura 6.25** – Exemplo de como foi estabelecido o FFM de cada mistura asfáltica analisada



Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**Figura 6.26** – Delimitação das classes de fadiga definidas para misturas asfálticas densas com variados tipos e tamanhos de agregados e tipos de ligante asfáltico



Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

No MeDiNa do DNIT, a opção de continuar utilizando o ensaio de fadiga por CD foi tomada devido à maior facilidade de execução desse tipo de ensaio, maior número de laboratórios que dispõem do equipamento necessário, e, principalmente, pelo grande acervo de experiência acumulada de uso desse ensaio no Brasil, desde a década de 1990, embora não se tivesse ainda sido estabelecida uma norma formal. Assim, a ideia de estabelecer essa “padronização” para poder analisar os projetos de concreto asfáltico quanto à fadiga tendo estabelecidas as classes indicadas na tabela 6.6 (sendo 1 a menos resistente e 4 a mais resistente) foi implementada no método MeDiNa. Essas classes refletem a qualidade dos agregados e do ligante selecionado, mas também a qualidade da dosagem. As dosagens na obra devem ser feitas para enquadrar a mistura asfáltica em uma delas que tiver sido utilizada no dimensionamento. Caso o projetista tenha tido a chance de fazer um projeto de dosagem durante a fase de dimensionamento, ao entrar com esses valores no MeDiNa será informado em que classe seu material se enquadrou, podendo tomar a decisão de rever a dosagem ou mudar os materiais, por exemplo.

**TABELA 6.5 – EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ENTRE FFM E MR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ANALISADAS**

Faixa	Intervalo	Regressão	R <sup>2</sup>
0	$N \leq 4,5 \cdot 10^5$	–	–
1	$4,5 \cdot 10^6 < N \leq 6,0 \cdot 10^6$	$FFM = 74,58 \cdot MR^{-0,526}$	0,83
2	$6,0 \cdot 10^6 < N \leq 7,5 \cdot 10^6$	$FFM = 31,31 \cdot MR^{-0,410}$	0,95
3	$7,5 \cdot 10^6 < N \leq 1,0 \cdot 10^7$	$FFM = 15,37 \cdot MR^{-0,316}$	0,93
4	$N > 1,0 \cdot 10^7$	$FFM = 6,77 \cdot MR^{-0,207}$	0,67

Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**TABELA 6.6 – CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS QUE REPRESENTAM AS CLASSES DE FADIGA NO MÉTODO MEDINA**

Classe Fadiga	MR (KPa)	N = k1t <sup>k2</sup>		FFM
		K1	K2	
1	5764	5,496e <sup>-11</sup>	-3,253	0,84
2	6743	1,110 e <sup>-13</sup>	-3,979	0,86
3	8.000	1,000e <sup>-12</sup>	3,750	0,90
4	10.492	1,910e <sup>-5</sup>	-1,900	1,00

Fonte: *Manual do MeDiNa*.

Cabe citar aqui vários autores que estudaram misturas asfálticas mornas, misturas com incorporação de material reciclado, misturas com outros modificadores que não os polímeros ou borrachas de pneus, entre outras concepções, por exemplo de agregados diferenciados por origem geológica, por tamanho etc. Incentiva-se o leitor deste livro a procurar ler essas referências para melhor avaliar as possibilidades de concepção de misturas asfálticas para revestimento e outras camadas: Carvalho (1999); Castro Neto (2000); Silva (2005); Otto (2009); Silva *et al.* (2010); Motta (2011); Motta *et al.* (2011); Quintero *et al.* (2012); Sousa (2012); Santos (2013); Bessa *et al.* (2013); Klinsky *et al.* (2014); Melo (2014); Gennesseaux (2015); Lopes *et al.* (2015); Beja *et al.* (2015); Mascarenhas *et al.* (2016); Gaspar *et al.* (2016); Nunes (2017), Costa (2017); Barros (2017); Lima e Thives (2018). Pacheco

(2014) e Costa (2018) avaliaram parâmetros de resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas.

#### 6.4.2 Vida de fadiga – tração-compressão

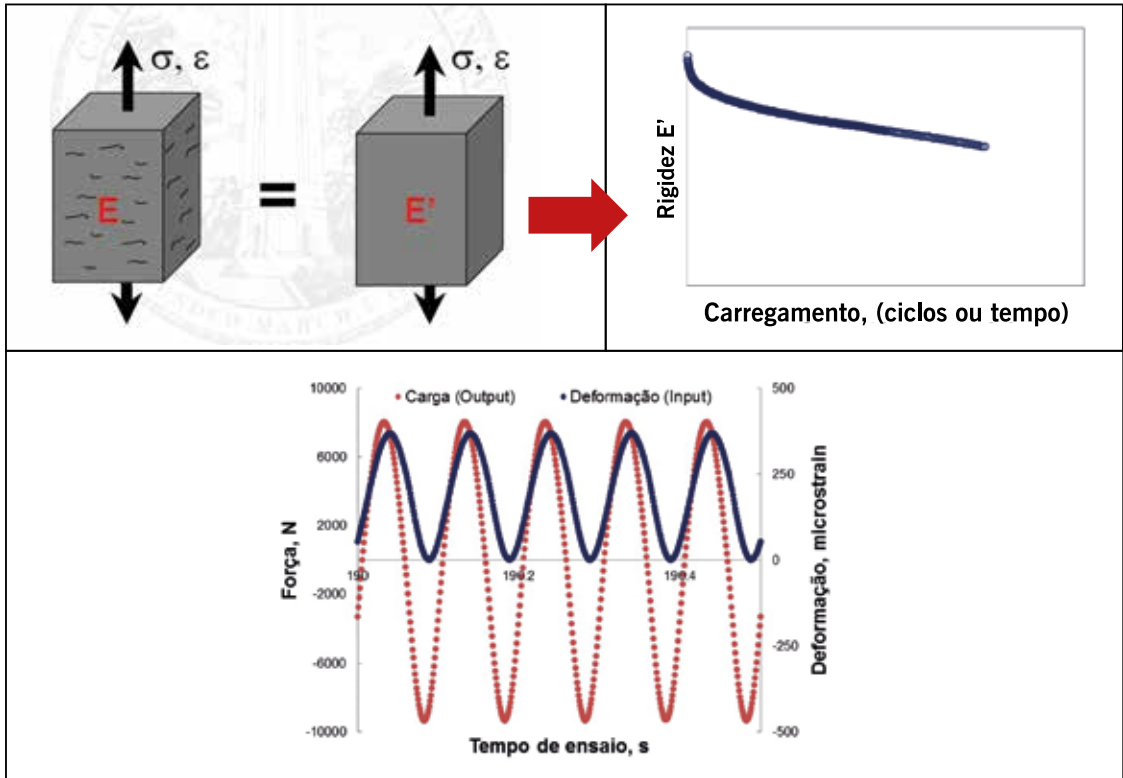
Alguns autores (BABADOPULOS *et al.*, 2015; FRITZEN, 2016; COLPO, 2019; COLPO *et al.*, 2020) concluíram que misturas asfálticas caracterizadas pelo ensaio por tração-compressão com semelhante susceptibilidade à fadiga, eram classificadas de forma diferente pelo ensaio por compressão diametral, visto que esse tipo de ensaio costuma apontar que as misturas asfálticas com maior rigidez apresentam maior resistência à fadiga.

Na ciência como na engenharia, a busca por melhorar a forma de avaliar os materiais em laboratório ou na análise numérica, visando sempre, e cada vez mais, aproximar-se da condição mais representativa do local e das condições de solicitação, é sempre um caminho coletivo. Muitas opções de ensaios que já atendem a algumas dessas condições de forma melhor do que as atuais, já estão sendo avaliadas e amadurecidas nos centros de pesquisa e universidades. A maturação das teorias, dos métodos de ensaio e dos equipamentos, leva, às vezes, décadas para migrarem da “pesquisa para a prática”. Um exemplo disso é o tempo que se levou no Brasil para passar de um método de dimensionamento empírico baseado em ensaios que nem de longe representam o comportamento dos materiais no pavimento, sob ação da carga do tráfego, para o que está sendo implantado atualmente, que “parece” novidade para muitos engenheiros da prática e para os estudiosos avançados “parece” já superado.

Assim, existe já um caminho sendo explorado quanto à modernização do ensaio de fadiga, sendo que, o ensaio de fadiga por tração-compressão é, atualmente, o ensaio disponível capaz de monitorar o maior número de variáveis relevantes, como carga aplicada, deformação gerada, temperatura, frequência de carregamento, viscoelasticidade do material, ângulo de fase,  $|E^*|$ , além de controlar o valor da deformação imposta pela prensa, sem a maior parte das complicações fundamentais apresentadas anteriormente. Deve-se utilizar para a execução desse teste uma prensa hidráulica capaz de aplicar carregamento senoidal de tração-compressão, com amplitudes constantes de movimentação do pistão, até que o CP chegue à ruptura. O referido carregamento oscilatório com troca de sinal e com períodos de tração semelhantes aos de compressão mantém controlado o dano por fluência.

Nascimento (2015) desenvolveu seu doutoramento nos EUA e trouxe para o Brasil a tecnologia desse ensaio e as ferramentas para sua interpretação. Analisou misturas asfálticas brasileiras que tinham sido aplicadas em 44 segmentos experimentais no Fundão (Cidade Universitária UFRJ) e em outros locais nos segmentos da Rede de Asfalto (São Paulo, Santa Catarina, Rio Grande do Sul e Ceará). Implantou esse ensaio inicialmente no Cenpes/Petrobras e para a análise utilizou a teoria da mecânica do dano contínuo viscoelástico (VECD). Trata-se de um ensaio de fadiga em misturas asfálticas, juntamente com um protocolo de análise sendo um modelo constitutivo que descreve o comportamento tensão-deformação de concretos asfálticos, mesmo tendo microtrincas distribuídas. Tem-se também o S-VECD que é o modelo VECD simplificado para as condições de carregamentos cíclicos. Na figura 6.27 indica-se a forma de representação da curva de perda de rigidez com o número de ciclos, e admite-se que o CP com microtrincas possa ser representado por um corpo íntegro de menor rigidez. Define-se uma variável de estado S e uma variável C que vão representar a condição ao longo do ensaio. É necessário ainda se ter um programa de cálculo de interpretação do ensaio.

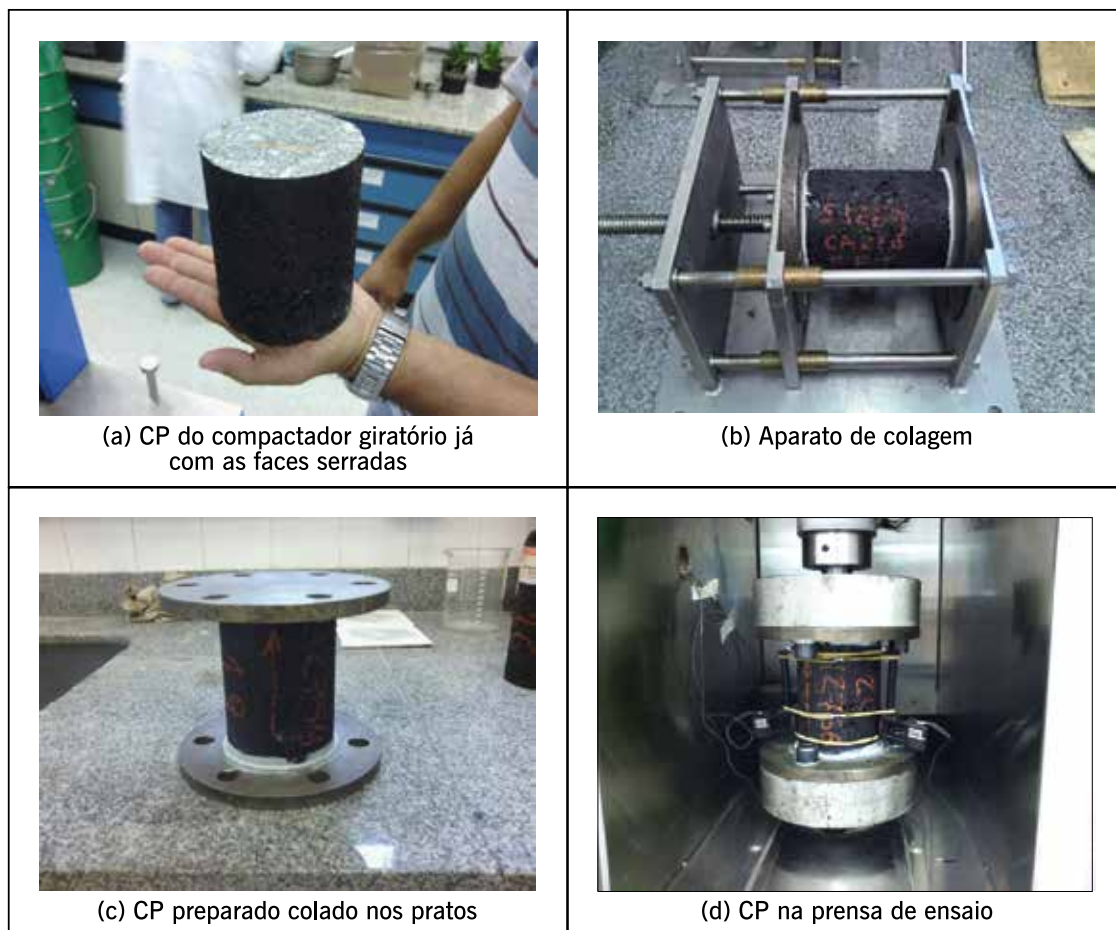
**Figura 6.27** – Evolução típica de um ensaio de fadiga à tração direta (tração-compressão) e forma de aplicação da carga



Fonte: Nascimento, 2015.

Na figura 6.28 estão ilustrados os passos para a montagem do ensaio de tração direta onde em (a) tem-se o CP preparado no compactador giratório nas dimensões de 100 mm de diâmetro e 170 mm de altura, que terá suas duas faces planas serradas para ficar com 130 mm de altura. Isso permite obter uma superfície bem regular que facilita a colagem nas placas (b) que serão tracionadas durante o ensaio (c) e (d). A cola necessária para garantir o contato adequado é especial para este fim.

**Figura 6.28** – Procedimento de preparação do CP para o ensaio de fadiga por tração direta

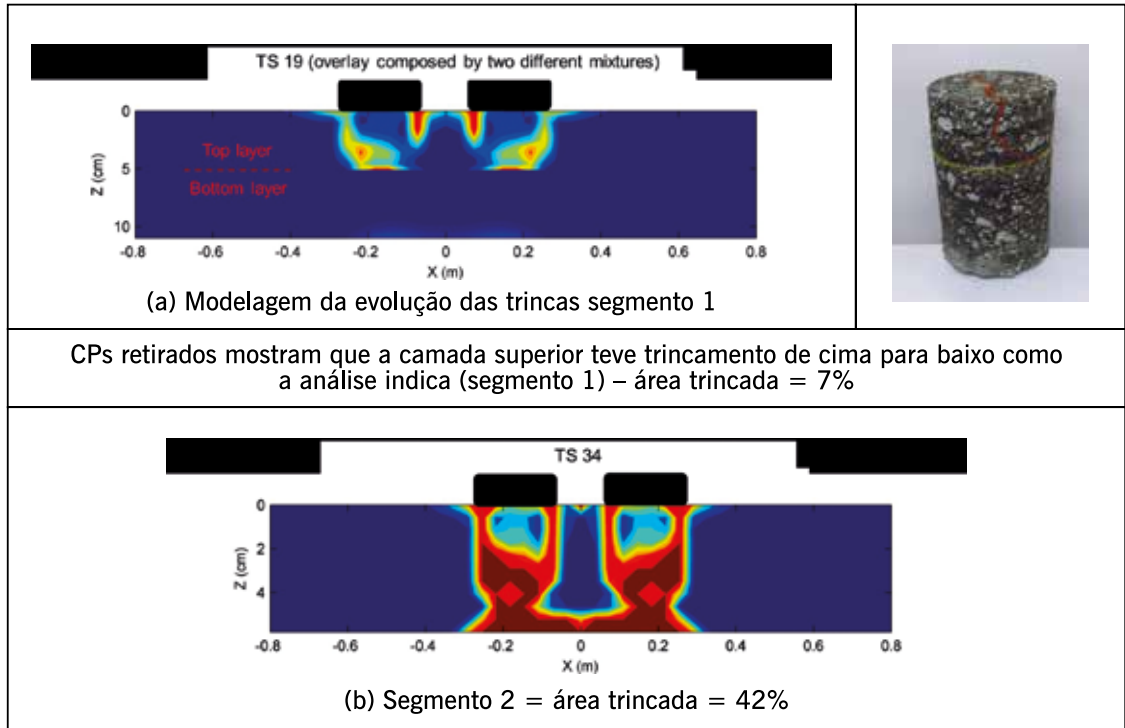


Fonte: Nascimento, 2015.

Os segmentos estudados por Nascimento (2015) tinham diferentes estruturas de pavimento e níveis de tráfego, como revestimentos asfálticos de pavimentos novos e rehabilitados, que apresentavam diversos níveis de dano. As camadas asfálticas variaram de 40 mm a 200 mm, as misturas asfálticas eram com diversos agregados e granulometrias (TMN de 19 mm, 12,5 mm e 9,5 mm). Os ligantes asfálticos foram convencionais não modificados, modificados por diferentes polímeros e aditivos e de asfalto-borracha. Além disso, dispunha-se dos dados de campo e dos materiais originalmente utilizados nos segmentos por serem trechos monitorados o que permitiu fazer os ensaios de tração direta (ou tração-compressão) e de módulo dinâmico. Na figura 6.29 mostram-se dois dos segmentos analisados e o tipo de resposta que pode ser simulada considerando a análise com S-VECD. As observações de campo corresponderam a 60 meses de tráfego após a aplicação das misturas asfálticas. No primeiro segmento, a modelagem mostra que as trincas de fadiga começaram no topo (camada de reforço) e não se propagaram para a camada inferior. Já no segundo segmento, as trincas evoluíram de baixo para cima e atingiram as duas camadas asfálticas, sendo nos dois casos a mesma mistura asfáltica no revestimento. Na figura 6.30 outro segmento onde as condições da estrutura do pavimento eram diferentes e o volume de tráfego também, e após 60 meses a condição de trincamento também foi distinta.

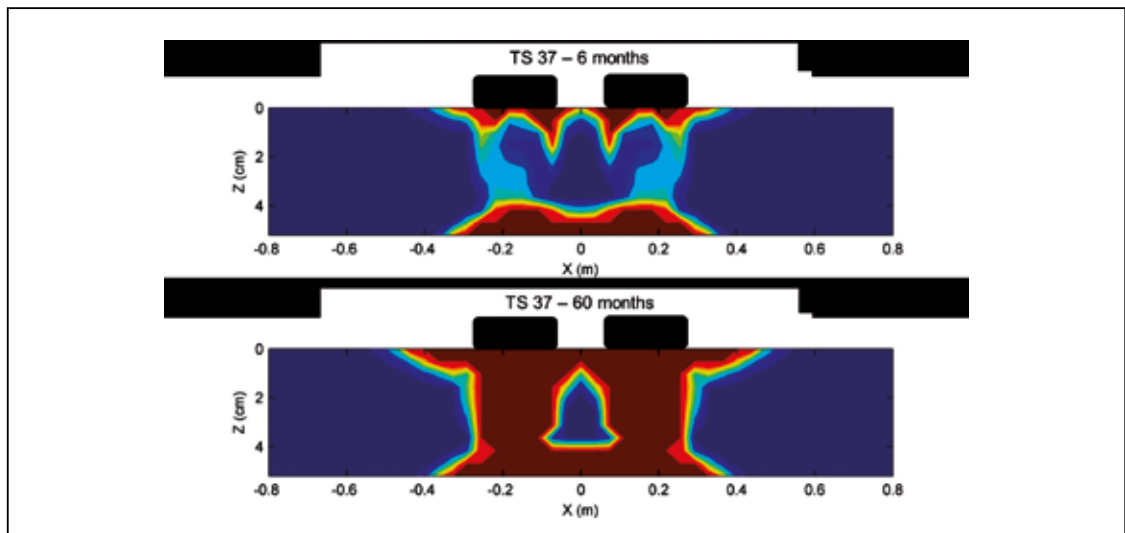


**Figura 6.29** – Modelagem de danos por fadiga em dois segmentos experimentais utilizando o *software* LVECD e ensaios de fadiga por tração direta e observações de campo



Fonte: Nascimento, 2015.

**Figura 6.30** – Modelagem de danos por fadiga em segmentos experimentais com altas deflexões, utilizando o *software* LVECD e ensaios de fadiga por tração direta em duas idades – AT = 87% aos 60 meses



Fonte: Nascimento, 2015.

A partir de 2015, o ensaio foi sendo implantado em algumas universidades brasileiras e várias pesquisas foram desenvolvidas nessa linha. Cabe comentar que, para a realização desse tipo de ensaio assim como para a determinação do módulo dinâmico, é necessário se utilizar uma prensa servo-hidráulica com capacidade de maior controle dos caminhos de tensão-de-

formação a serem aplicados e que permita aplicar esforços de tração direta no CP. Na figura 6.31 são mostrados equipamentos que têm sido utilizados no país para esses ensaios, e estão localizados em laboratórios de universidades, no Cenpes e em uma concessionária.

Segundo a norma da AASHTO TP 107 (2021), a temperatura selecionada para a realização do ensaio deve ser a média menos três graus das temperaturas baixa e alta do PG do ligante asfáltico adotado, sem ultrapassar 21°C (temperatura máxima indicada para realizar o teste). Para os CAPs classificados como 50/70 utilizados no Brasil, normalmente a temperatura de 19°C ( $\pm 0,5^\circ\text{C}$ ) é adequada. Veja que também já é um limitador tendo em vista que no campo os veículos trafegam durante todo o dia, com diferentes temperaturas no revestimento asfáltico.

Para misturas asfálticas densas, as amostras que serão ensaiadas devem ter aproximadamente 4% ( $\pm 0,4\%$ ) de volume de vazios (Vv). Alguns autores argumentam que se deve empregar amostras com o Vv médio esperado em campo, ou seja, 5,5% no caso de misturas densas (NASCIMENTO, 2015).

Para um detalhamento do ensaio, além de Nascimento (2015), o leitor é referido a Oliveira *et al.* (2022), sendo aqui apresentado apenas um excerto dos referidos autores. Os CPs utilizados no ensaio de fadiga por tração-compressão devem apresentar geometria cilíndrica, medir aproximadamente 100 mm de diâmetro e 150 mm de altura quando moldados/compactados. Para obter esse CP é necessário o uso do compactador giratório. Esses CPs devem ser serrados, passando a medir aproximadamente 130 mm de altura. Para garantir o sucesso na acoplagem dos CPs à prensa, recomenda-se o uso de serras/retíficas capazes de assegurar o paralelismo das novas faces geradas. Em seguida, deve-se proceder com a colagem de acessórios denominados em inglês de *targets* e de *endplates*, havendo gabaritos específicos para auxiliar nessa etapa (figura 6.31 – passos 1, 2 e 3). Para a colagem dos *targets*, recomenda-se, respectivamente, a utilização de aproximadamente 7 g de adesivo epóxi pastoso (tempo de cura de aproximadamente 10 min). Para os *endplates*, que requerem maior quantidade de adesivo (cerca de 80 g), pode-se utilizar um gabarito de colagem e um adesivo epóxi de média ou baixa fluidez (tempo de cura de aproximadamente de 10 h), para evitar escoamento durante o período do ensaio. Assim, para acelerar a colagem das placas de diversos CPs, recomenda-se a confecção de mais de um aparato de colagem.

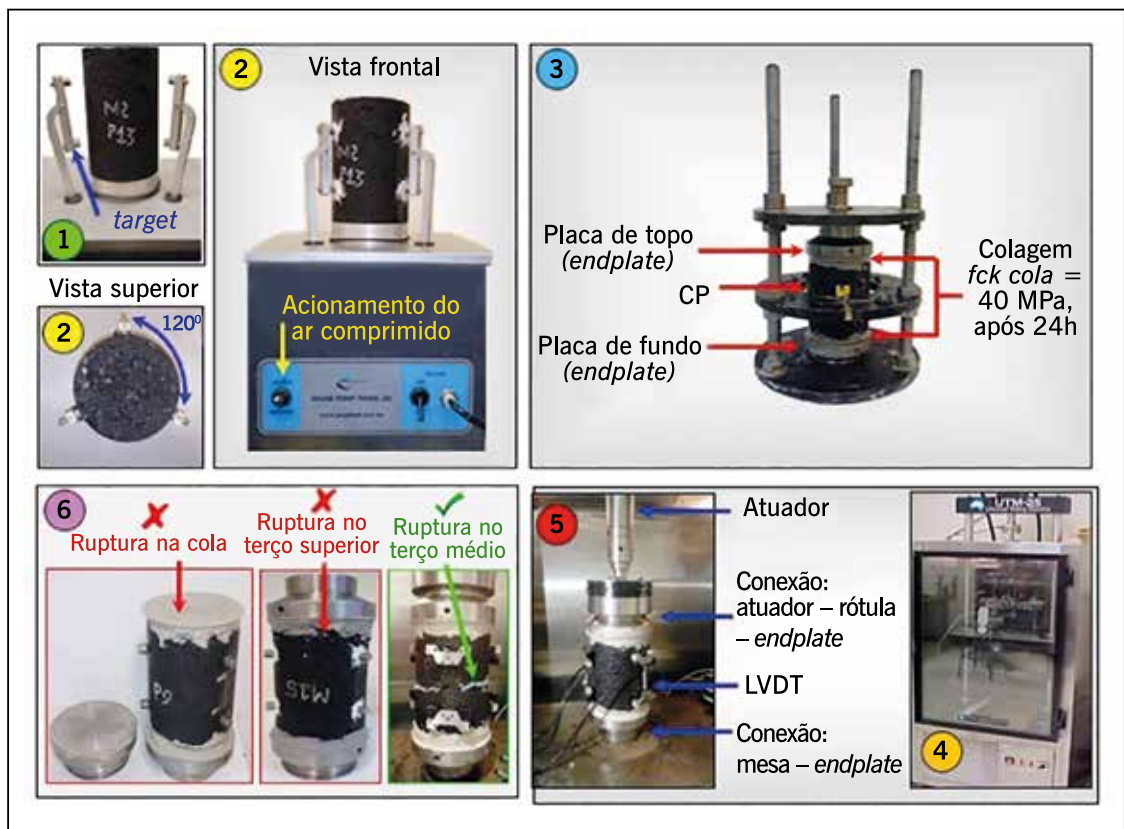
Após as etapas de colagem, as amostras estão aptas a serem montadas na prensa (com o auxílio de um sistema de acoplagem, de preferência rotulado) e ensaiadas (figura 6.31 – passos 4 e 5). Não raro, a ruptura, durante a execução do ensaio, ocorre na interface da cola e não no CP (figura 6.31 – passo 6), o que também inviabiliza a utilização desse resultado para análise. Processos de limpeza das superfícies antes da colagem, finalizados com álcool ou acetona, mitigam esse problema. Vale ressaltar que, a depender da prensa adotada na realização dos ensaios, os modelos das peças (rótula, *targets* e placas) variam e podem ser projetados diferentemente, desde que se garanta que as medidas de deformação realizadas com os LVDTs sejam semelhantes (em CPs testados em tração-compressão com flexão desprezível).

Após a acoplagem do CP na prensa, para garantir que o ensaio seja realizado com todo o conjunto solidarizado, faz-se necessário um teste de sinal. Nesse procedimento, são aplicados 15 ciclos de carregamento a 10 Hz de frequência e baixa amplitude de deslocamento (por exemplo  $-0,1$  e  $+0,1$  mm medido no atuador), para analisar se o sinal das deformações medidas nos LVDTs está seguindo uma função senoidal aceitável.

Apenas realizar o ensaio de fadiga por tração-compressão não é condição suficiente para caracterizar a fadiga de misturas. Simplesmente avaliar que uma mistura suporta mais ciclos de carga do que outra não é suficiente para concluir que esta tem um desempenho superior, é necessário tratar os dados. Entre as possibilidades disponíveis para executar esta etapa, a

que faz uso do modelo dano contínuo viscoelástico linear simplificado (S-VECD) demanda um conhecimento prévio do comportamento da mistura asfáltica. Para tal, realiza-se, em outro conjunto de CPs cilíndricos, o ensaio de módulo dinâmico ( $|E^*|$ ) (DNIT 416/2019-ME), com carregamento de compressão axial semissenoidal (*haversine*), e obtém-se a curva mestra média correspondente à mistura que será avaliada quanto à fadiga. O ensaio de fadiga por tração-compressão preconiza a execução no mesmo CP cilíndrico do ensaio de fadiga, de uma etapa denominada de *fingerprint*, antes da realização do ensaio de fadiga propriamente dito. Esse procedimento é uma espécie de ensaio de  $|E^*|$  resumido, realizado apenas na temperatura e na frequência do ensaio de fadiga (10 Hz), porém com a aplicação de poucos ciclos de carregamento de tração-compressão (a mesma do ensaio de fadiga), com o objetivo de situar, em termos de rigidez, o CP do ensaio de fadiga em comparação à média esperada para a mistura com a qual foi fabricado aquele CP.

**Figura 6.31** – Etapas da execução do ensaio de fadiga por tração-compressão



Fonte: Oliveira et al., 2022.

Diferentemente do ensaio de  $|E^*|$ , o *fingerprint* é realizado com o CP submetido às mesmas condições do ensaio de fadiga (temperatura do ensaio de fadiga, carregamento de tração-compressão, e submetido à colagem de *targets* e *endplates*), com a diferença particular a ser sublinhada de que o carregamento é de tração-compressão, enquanto o carregamento de compressão *haversine* é o utilizado no ensaio de  $|E^*|$ . Há diferenças esperadas entre os resultados com os dois métodos de carregamento (NGUYEN et al., 2019).

Após a finalização do *fingerprint*, para que as deformações retornem e não haja mais carregamento, deve-se descansar o CP por 20 a 45 min. O CP deve permanecer acoplado ao equipamento durante esse tempo, sem carregamento. Deve-se então determinar, para cada

CP testado, qual o movimento de pistão da prensa é requerido para se aplicar a amplitude de deformação axial desejada na amostra (medida com auxílio dos LVDT).

Em seguida, o ensaio de fadiga propriamente dito é iniciado, com o movimento de pistão determinado para uma dada amplitude de deformação visada no CP, até a ruptura. Recomenda-se o ensaio em nove CPs por mistura, sendo que cada conjunto de três CPs deve ser submetido a um valor específico de deformação axial alvo, como por exemplo, 200, 350 e 500 *microstrains* ( $\mu m/m$ ), não devendo o ensaio ter quantidade de ciclos inferior a 500 (50 s) e nem superior a 100.000 (166,66 min). Dessa maneira, mantém-se uma lógica de busca de propriedades de fadiga (muitas repetições de ciclos, em diversas amplitudes de carregamento) ao mesmo tempo que se evitam tempos de caracterização muito elevados.

Com o ensaio de tração-compressão, mesmo que algumas amostras sejam perdidas (por ruptura fora das zonas de medição dos LVDTs por exemplo), a obtenção de pelo menos quatro ensaios válidos em pelo menos três amplitudes de deformação diferentes já permite a obtenção das propriedades de dano desejadas. Uma vez que os *endplates* já estejam colados, a realização do ensaio de fadiga por tração-compressão completo em uma mistura pode ser realizado em um único dia de trabalho, costumando requerer até no máximo 3 dias. Costuma-se precisar de menos de 1 semana para a caracterização completa da viscoelasticidade linear e da fadiga de uma dada mistura asfáltica (três CPs para ensaios de módulo e nove para ensaios de fadiga S-VECD). Comparativamente, os ensaios de fadiga por compressão diametral e flexão em viga, por exemplo, podem demandar até 1 mês para a caracterização de uma mistura.

Após a finalização do ensaio de fadiga, estarão disponíveis dados das variáveis monitoradas ao longo do tempo de sua execução. Esses dados, sem tratamento, não permitem a avaliação da vida de fadiga da mistura ensaiada. Eles devem ser tratados primeiro para a determinação das amplitudes e fases dos sinais de carga e deslocamento, e em seguida utilizando a metodologia S-VECD, e como é grande o volume de dados resultante do ensaio de fadiga por tração-compressão, recomenda-se que se utilize uma rotina no *software* Matlab, ou similar.

A etapa de tratamento de dados do ensaio de fadiga por tração-compressão pode ser realizada à luz do modelo S-VECD (UNDERWOOD *et al.*, 2012), esse derivado da teoria do VECD (PARK *et al.*, 1996). Vale destacar que optar pelo ensaio de fadiga por tração-compressão não significa necessariamente escolher também o modelo de tratamento de dados citado. Detalhes das teorias mencionadas aqui podem ser encontrados em Badadopulos (2014); Nascimento (2015); Almeida (2019); Oliveira (2019) e Santos (2020).

Deve-se quantificar, ao longo do ensaio, a integridade ( $C$ ) e a variável interna de estado de dano ( $S$ ) para a posterior obtenção da curva  $C$  vs  $S$ . Para quantificar o parâmetro  $S$ , emprega-se a expressão 6.12. Esse parâmetro deriva da teoria do potencial de trabalho de Schapery (SCHAPERY, 1990; PARK *et al.*, 1996) e da escolha particular de uma equação para a evolução do dano. Recomenda-se a leitura de Almeida (2019) para um bom entendimento do parâmetro  $S$ , expresso pela expressão 6.12, que funciona como uma “contagem de dano” (ou de outras mudanças microestruturais reunidas para o S-VECD em apenas uma variável interna de estado) a ser utilizada para o material analisado somente. Essa variável tem inclusive unidades diferentes em função do valor de  $\alpha$  (que representa a taxa de evolução do dano) e não deve ser comparada entre diferentes misturas.

$$S(t) = \sum_{i=1}^N \left[ \frac{1}{2} (\varepsilon_m^R)_i^2 (C_{i-1} - C_i) \right]^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (t_i - t_{i-1})^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (6.12)$$

Onde:

$S(t)$  = variável interna de estado de dano no instante de tempo igual a  $t$ ;

$N$  = número de ciclos do ensaio;

$(\varepsilon_m^R)_i^2$  = quadrado da pseudodeformação no ciclo  $i$ ;

$C_{i-1} - C_i$  = diferença da integridade do material entre os ciclos  $i - 1$  e  $i$ ;

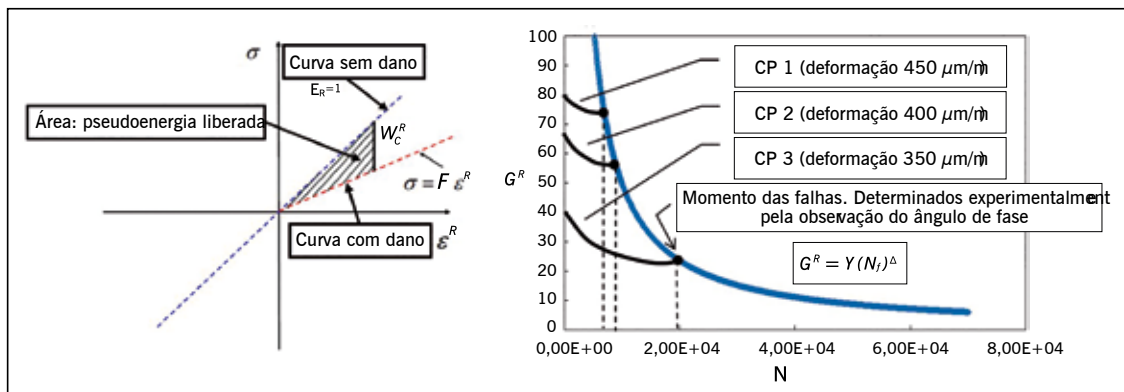
$\alpha$  = taxa de evolução do dano;

$t_i - t_{i-1}$  = intervalo de tempo entre os ciclos  $i$  e  $i - 1$ .

Nessa etapa, para ajuste da curva experimental, faz-se uso da expressão  $C(S) = 1 - C_{11} S^{C_{11}}$ . A curva  $C$  vs  $S$  é considerada uma característica intrínseca de cada mistura testada que independe da temperatura e do modo de carregamento (DANIEL; KIM, 2002), de maneira que a consideração dessa curva é adequada para simulação de condições diferentes das ensaiadas.

Embora a referida curva descreva a evolução do dano em cada mistura testada, analisá-la isoladamente não permite inferir sobre a susceptibilidade à fadiga da mistura e não possibilita a avaliação do desempenho de pavimentos em campo. Para suprir essas necessidades, é necessária a adoção de um critério de ruptura/falha para uso associado com a curva  $C$  vs  $S$ . Tal critério pode assumir diversas formas, sendo a mais comumente adotada aquela baseada na taxa média de liberação de pseudoenergia ( $G^R$ ) (figura 6.32(a)), proposto por Sabouri *et al.* (2014). A figura 6.32(b) mostra o referido critério de ruptura  $G^R$  vs  $N_f$ , representado pela envoltória de ruptura (curva azul), que, por sua vez, é obtida pela união dos pontos/momentos das falhas das curvas pretas (curvas experimentais de diferentes ensaios). Em outras palavras, a envoltória de ruptura representa todos os pontos em que  $N = N_f$  para ensaios em diferentes condições de carregamento. A referida envoltória de ruptura determina o limite superior da taxa média de pseudoenergia liberada por ciclo que a mistura suporta, sendo, portanto, uma característica do material. Assim, esse pode ser utilizado como critério de falha na simulação de solicitações diferentes daquela em que a curva foi obtida. É possível demonstrar que, para amplitudes de deformação constantes, esse critério é equivalente ao de uma amplitude de tensão média, o que facilita sua interpretação física.

**Figura 6.32** – Ilustrações detalhando o critério de ruptura adotado neste trabalho



Fonte: Oliveira *et al.*, 2022.

A curva  $G^R$  vs  $N_f$  é obtida durante o tratamento de dados feito posterior à realização do ensaio de fadiga, podendo ser ajustada pela equação  $G^R = Y(N_f)^\Delta$ . Os parâmetros  $Y$  e  $\Delta$  são

constantes de regressão que ajustam os valores de  $G^R$  vs  $N_f$  obtidos do ensaio de fadiga por tração-compressão para diferentes amplitudes de deformação. Para que um CP chegue à ruptura é necessário que este libere a taxa média de pseudoenergia ( $G^R$ ) necessária à ruptura. Logo, dispor de uma menor velocidade (taxa) de liberação de pseudoenergia é fator determinante para que uma mistura tenha uma menor susceptibilidade à fadiga. Almeida (2019) detalhou todas as equações que devem ser utilizadas na obtenção dos parâmetros necessários para as curvas  $C$  vs  $S$  e  $G^R$  vs  $N_f$ .

De posse dos parâmetros das curvas  $C$  vs  $S$  e  $G^R$  vs  $N_f$  é então possível avaliar a susceptibilidade à fadiga de misturas asfálticas observando-se a curva de Wöhler simulada em diferentes condições de frequência, temperatura e controle (tensão ou deformação, ou ainda ciclos em amplitudes diferentes). A referida curva corresponde à simulação de fadiga no nível do material (sem avaliar a estrutura do pavimento) utilizando os resultados da caracterização mecânica. Para simulação do trincamento no nível da estrutura (em pavimentos asfálticos) pode ser usada análise estrutural combinada com as propriedades de dano do material da camada de revestimento e com funções de transferência devidamente calibradas (NASCIMENTO, 2015; SANTIAGO *et al.*, 2019; SANTOS *et al.*, 2020).

Para a simulação no nível da estrutura, pode-se citar a calibração de Santos *et al.* (2020), cujo procedimento é apresentado a seguir.

A curva de Wöhler é uma maneira tradicional de se representar a vida de fadiga de materiais, relacionando valores de níveis de tensão ou de deformação com o número de ciclos de carregamento ( $N_f$ ). Vale notar que se deve escolher uma temperatura e uma frequência de referência para construir esta curva. No Brasil é comum a utilização de 25°C e 10 Hz, já na Europa empregam-se os valores de 10°C e 10 Hz ou ainda 15°C e 10 Hz. Logo, os resultados expostos pela referida curva só representam o comportamento das misturas asfálticas nessa condição particular. Fez-se uso das expressões 6.13 a 6.16 descritas em Nascimento (2016) para simular o número de ciclos até a falha ( $N_f$ ) (curva de Wöhler).

$$N_f = \left( \frac{\delta}{Y \left( \frac{C_{12}}{p} + 1 \right)} \right)^{\frac{1}{\Delta+1-\frac{C_{12}}{p}}} \quad (6.13)$$

$$\delta = \frac{1}{2} (\varepsilon_{TA}^R)^2 C_{11} \left( \frac{p(C_{11} C_{12})^\alpha (\varepsilon_{TA}^R)^{2\alpha} K_1}{f_R 2^\alpha} \right)^{\frac{C_{12}}{p}} \quad (6.14)$$

$$\varepsilon_{TA}^R = \frac{1}{E_R} \frac{\beta + 1}{2} [(\varepsilon_{0,pp})_i |E^*|_{LVE}] \quad (6.15)$$

$$p = \alpha - \alpha C_{12} + 1 \quad (6.16)$$

Onde:

$C_{11}$  e  $C_{12}$  = coeficientes da curva  $C$  vs  $S$ ;  $Y$  e  $\Delta$  = coeficientes do critério de ruptura  $G^R$  vs  $N_f$ ;  
 $N_f$  = número de ciclos até a falha;  $\varepsilon_{TA}^R$  = amplitude da pseudodeformação;

$\alpha$  = taxa de evolução do dano;

$fR$  = frequência reduzida;  $\epsilon_{0,pp}$  = amplitude de deformação pico a pico;

$\beta$  = parcela do ciclo em que ocorre tensão de tração;

$|E^*|_{LVE}$  = módulo dinâmico viscoelástico linear (sem dano) nas condições de temperatura e frequência do ensaio de fadiga.

O parâmetro relacionado à taxa de evolução de dano ( $\alpha$ ) é calculado a partir das propriedades viscoelásticas lineares do material ( $\alpha = 1 + \frac{1}{m}$ , onde  $m$  indica o valor máximo da derivada do módulo de relaxação em relação ao tempo, em escala log-log), sugerindo-se que materiais com menor capacidade de relaxação devem evoluir em danificação mais rápido do que materiais com maior capacidade.

Nas análises, deve-se adotar ainda um valor para  $\beta$  que quantifique a duração do tempo de esforço de tração no ciclo de carregamento ( $\beta$  varia de -1 até +1, respectivamente para solicitação somente de compressão e para solicitação somente de tração). Normalmente, considera-se  $\beta = -0,08$ , valor médio encontrado nos ensaios desenvolvidos por Nascimento (2015). Na prática, a adoção deste  $\beta$  indica que o tempo ao qual a amostra é submetida à compressão durante a execução do ensaio é ligeiramente superior ao tempo de tração. Caso esses tempos fossem iguais, deveria ser adotado o valor de 0 para  $\beta$ . Recomenda-se a leitura de Santos (2020) para maior detalhamento sobre o parâmetro  $\beta$ .

Para exemplificar a aplicação do processo de caracterização de dano a partir do ensaio de fadiga por tração-compressão, apresenta-se a seguir o comportamento de duas misturas asfálticas (M1 e M2). A tabela 6.7 apresenta os parâmetros das referidas misturas:  $C_1$  e  $C_2$  (expressão WLF),  $C_{11}$  e  $C_{12}$  (ajuste da curva C vs S),  $\alpha$  (taxa de evolução do dano),  $|E^*|_{LVE}$  (rigidez sem dano e nas condições de temperatura e frequência do ensaio de fadiga por tração-compressão),  $Y$  e  $\Delta$  (parâmetros da curva  $G^R$  vs  $N_f$ ). Como discutido anteriormente, adotou-se  $\beta = -0,08$ .

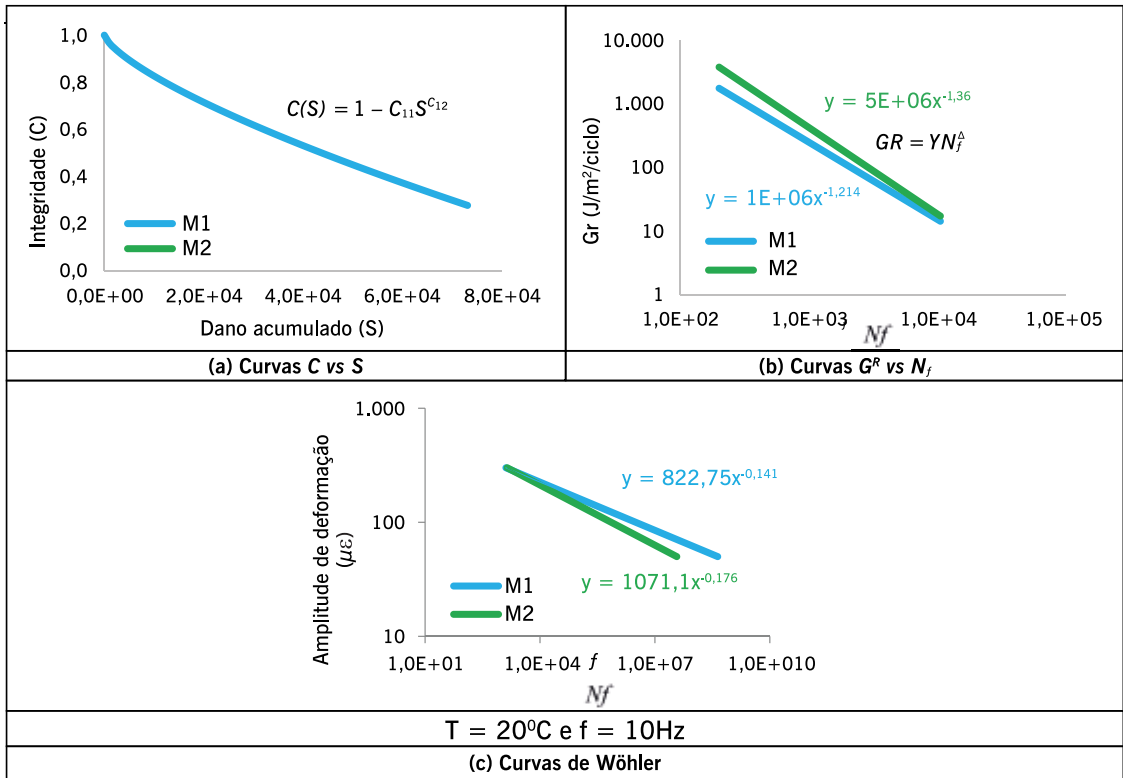
Foram analisadas as susceptibilidades à fadiga de M1 e M2 no nível de material pela avaliação de suas curvas de Wöhler (figura 6 33(c)) a 20°C e 10 Hz.

**TABELA 6.7 – DADOS DAS MISTURAS INVESTIGADAS E ESTRUTURA DOS TRECHOS SIMULADOS**

Características das misturas (temperatura de referência = 20°C)								
Misturas	WLF		C vs S		$\alpha$	$ E^* _{LVE}$ (kPa)	G <sup>R</sup> vs N <sub>f</sub>	
	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>11</sub>	C <sub>12</sub>			Y	Δ
M1	12,4	98,1	2,33E-04	7,18E-01	2,94	9,42E+06	1,09E+06	-1,214
M2	24,9	194,4	8,27E-05	8,07E-01	2,89	1,10E+07	5,06E+06	-1,360

Fonte: Oliveira et al., 2022.

**Figura 6.33** – Características de fadiga das misturas M1 e M2 e suas respectivas simulações



Fonte: Oliveira *et al.*, 2022.

Das figuras 6.33(a) (curva característica de dano) e 6.33(b) (envoltória de ruptura), tem-se que M2 posicionou-se acima de M1, entretanto, para se delimitar conclusões acerca de suas susceptibilidades à fadiga é necessário considerar outras variáveis, tais como, seus valores de rigidez e as suas taxas de evolução do dano ( $\alpha$ ), o que é feito nas simulações no nível de material. Quando se observam os valores das amplitudes de deformação para um dado  $N_f$  de M2 na curva de Wöhler (figura 6.33(c)), percebe-se que esses são menores do que os valores de M1, indicando que M1 tem maior resistência à fadiga.

Para facilitar a visualização das diferentes susceptibilidades à fadiga das misturas avaliadas, apresenta-se um exemplo numérico: fixou-se o valor de amplitude de deformação ( $y$  nas equações da figura 6.33(c)) em  $150 \mu\text{m/m}$  (valor próximo dos observados em campo para pavimentos nacionais) e em seguida se calcularam os valores correspondentes de  $N_f$  ( $x$  nas equações da figura 6.33(c)) para ambas as misturas. Nessa condição, os valores de  $N_f$  de M1 e M2 são, respectivamente,  $1,7 \times 10^5$  e  $0,7 \times 10^5$ , logo, M1 mostrou-se aproximadamente 145% mais resistente à fadiga do que M2. Ressalta-se que esse dado deve ser relativizado, visto que foi obtido com uma única amplitude de deformação e pela consideração da curva de Wöhler das misturas, que, por sua vez, foi construída a partir de valores únicos de temperatura e frequência (20°C e 10 Hz, respectivamente).



### 6.4.3 Outras configurações de ensaios de fadiga

Como comentado neste capítulo, outras configurações de ensaios de fadiga foram desenvolvidas ao longo dos anos e já foram objeto de pesquisas aqui no Brasil.

A configuração do ensaio em vigota de quatro pontos para misturas asfálticas foi objeto da tese de Pinto (1991) pioneiramente no país. Como informação, esse mesmo tipo de ensaio foi feito por Ceratti (1991) para avaliar solo-cimento. Também podem ser citados outros autores como Montestruque (2002); Melo (2014); Nunes (2017); Camargo (2016); Carlesso (2017); Bessa (2018), entre outros.

Na linha dos ensaios franceses de vigota trapezoidal semiengastada podem ser citados os autores Momm (2005); Otto (2009); Barra (2009); Quintero (2011); Keyla (2012); Almeida (2013); Quintero (2016), entre outros.

### 6.4.4 *Healing*

Como já mencionado, quando se analisa um ensaio de vida de fadiga de misturas asfálticas, observa-se que a rigidez do material decresce com o número de ciclos, podendo esta recuperar em parte seu valor caso o carregamento seja suspenso. Este fenômeno complexo é oriundo de mais de um mecanismo. Alguns autores apontam que o ganho de rigidez se deve ao fato de que os ligantes asfálticos se autorregeneram, ou seja, restauram parcialmente a sua rigidez perdida, uma vez que permaneça sem carregamento por um período. Na literatura, a autorregeneração do material é denominada *healing*, e pode promover um alongamento da vida útil de ligantes asfálticos, logo as misturas asfálticas também podem evidenciar esta característica, uma vez que contêm esse componente em sua composição.

Vários autores observaram um aumento da vida de fadiga das misturas asfálticas quando têm períodos de descanso prolongados entre a aplicação das cargas (*rest periods*, RPs) (Daniel e Kim, 2001; KIM *et al.*, 2002; MANGIAFICO, 2014; MORENO-NAVARRO *et al.*, 2015; BABADOPULOS, 2017; MORENO-NAVARRO *et al.*, 2017; OLIVEIRA, 2019).

O *healing* é considerado então um processo que neutraliza o crescimento de trincas de fadiga durante os RPs, quando a mistura está submetida a temperaturas elevadas (OLIVEIRA, 2019). Não é trivial, contudo, a diferenciação entre a referida característica e fenômenos reversíveis que ocorrem ao longo de ensaios cíclicos (BABADOPULOS, 2017).

A rigidez de misturas asfálticas, durante o ensaio de fadiga, é alterada por diversos fatores, alguns reversíveis (como a não linearidade, o autoaquecimento e a tixotropia) e outros irreversíveis (dano por fadiga). Deveria ser considerado *healing* apenas a recuperação de efeitos irreversíveis, visto que este é o termo utilizado para a autocicatrização do material asfáltico (DI BENEDETTO *et al.*, 2011; BABADOPULOS, 2017).

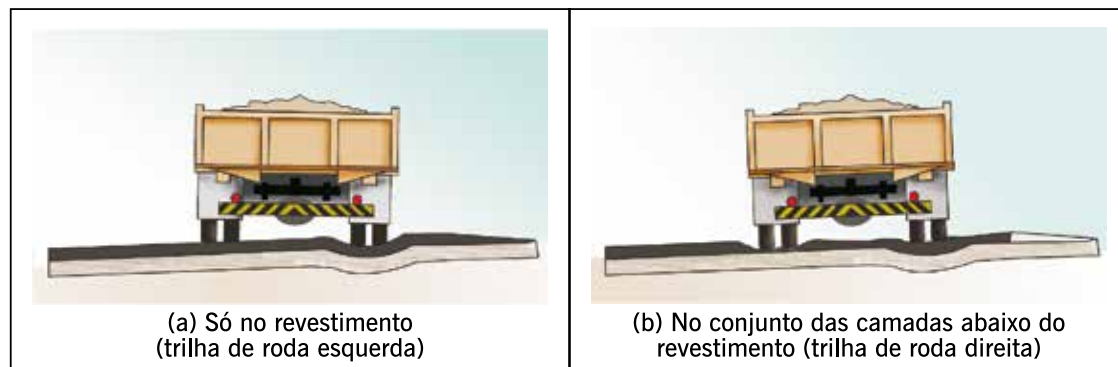
## 6.5 ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Afundamentos por deformação permanente são um dos defeitos mais comuns da pavimentação asfáltica, podendo ser atribuídos ao revestimento – figura 6.34(a), ou às subcamadas – figura 6.34(b), ou ainda a uma combinação de efeitos diversos. 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 estrutural de forma a limitar as tensões atuantes aos níveis admissíveis e seguros.

Como visto no capítulo 7, tem-se ensaio próprio (DNIT 179/2018 IE) de avaliação da tendência à suscetibilidade à deformação permanente de solos, britas e outros materiais utilizados em base, sub-base e subleito, que permitem definir como comportamento desejado o acomodamento das deformações permanentes para os níveis de tensões que podem ocorrer num pavimento asfáltico, solicitado pelo eixo padrão rodoviário.

**Figura 6.34** – Deformações permanentes em pavimentos asfálticos



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

Neste capítulo, trata-se exclusivamente da situação esquematicamente apresentada na figura 6.34(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 nesse 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), tendo grande correlação com uma correta dosagem da mistura asfáltica.

Os principais ensaios utilizados para caracterização da deformação permanente em misturas são:

- ensaios fundamentais: *creep* estático, ensaio uniaxial de carga repetida e ensaio de módulo dinâmico;
- ensaios com equipamentos especiais com passagem de rodas: simuladores de laboratório.

O ensaio de *creep* estático, em geral era feito em CPs Marshall (portanto de baixa espessura em relação ao diâmetro) e foi utilizado no Brasil durante um período inicial de pesquisa desse defeito, como em Sá (1996); Motta *et al.* (1996), entre outros, que também o executaram da forma dinâmica. Foi uma tentativa de caracterizar melhor a mistura asfáltica em relação ao ensaio de estabilidade que não representava uma avaliação adequada. A complexa questão das dimensões do CP só foi resolvida quando se mudou o tipo de compactador. Comparando os resultados desse ensaio com o campo, observou-se que apresentava baixa correlação com os afundamentos devido à deformação permanente observada. Por este motivo, esse ensaio deixou de ser utilizado com esse propósito, quando foi possível utilizar CPs de maiores alturas, assim que o primeiro compactador giratório foi importado pelo Cenpes em 2000.

Ensaio uniaxial de carga repetida com CPs de dimensões convenientes passaram a ser realizados no país na década de 2000, sendo uma referência a pesquisa de Nascimento (2008), cujos resultados foram utilizados para definir os critérios recomendados no método de dimensionamento MeDiNa.

Ensaio com simuladores de tráfego de laboratório foram introduzidos no Brasil com o uso de dois tipos de equipamentos: o do LCPC, inicialmente pela USP em 1993 e a primeira tese foi de Coelho (1996), seguida de Merighi (1998), e o APA, importado pela BR Distribuidora, utilizado por Sá (2003).

Choi *et al.* (2013) propuseram um ensaio triaxial com utilização do modelo incremental para obtenção da evolução da deformação permanente ao longo do tempo. O ensaio triaxial apresenta a vantagem de reproduzir uma condição de tensão multiaxial mais próxima da condição existente em campo. Nesse caso as deformações precisam ser monitoradas nos sentidos vertical e horizontal, e foi utilizado no Brasil no âmbito da pesquisa de Bastos (2016). Esses ensaios são descritos com algum detalhe a seguir.

### 6.5.1 Ensaio uniaxial de carga repetida

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, foi evidenciado que o carregamento estático não refletia claramente o melhoramento de desempenho devido à incorporação de modificadores no ligante, sendo isso detectado nos ensaios de carregamento repetido (VALKERING *et al.*, 1990). 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 resultante do ensaio de *creep* estático, ou seja, em tempos tão pequenos (da ordem de milésimos de segundo) que não são facilmente capturados pelo sistema de aquisição de dados.

Durante alguns anos muitos autores brasileiros utilizaram o chamado ensaio de *creep* estático ou o *creep* dinâmico para fazer uma certa avaliação da tendência à deformação permanente de misturas asfálticas. Eram executados em CPs do tipo Marshall, portanto com baixa espessura em relação ao diâmetro e na versão anterior deste livro havia informações sobre esses ensaios (SÁ, 1996; VIANNA *et al.*, 2003; SOUZA; SOARES, 2003).

Quando foi introduzido o compactador giratório que permite a moldagem de CPs de várias alturas, a questão da geometria do CP foi resolvida e então, quando aqui chegaram os primeiros, passou-se a realizar esse tipo de ensaio no país.

O ensaio uniaxial de carga repetida vem sendo aplicado em grande parte por grupos de pesquisa brasileiros, agências rodoviárias e construtoras. O ensaio fornece o FN. O FN é representado pelo início do fluxo de cisalhamento com volume constante e identificada pela transição da zona secundária para a zona terciária na curva de “deformação plástica acumulada  $\times$  número de ciclos” – figura 6.36(a). É considerado um critério de dosagem para as misturas asfálticas para prevenir a deformação permanente. Observe-se que na zona primária (figura 36(a)) há uma combinação de acomodação ou mesmo densificação das misturas asfálticas, o que tem sido procurado limitar nos processos de dosagem e de exigências de estado (Superpave 5 – capítulo 5).

Esse parâmetro FN é uma garantia potencial para a segurança da aplicação de uma determinada mistura para diferentes níveis de tráfego. Foi necessário um banco de dados significa-

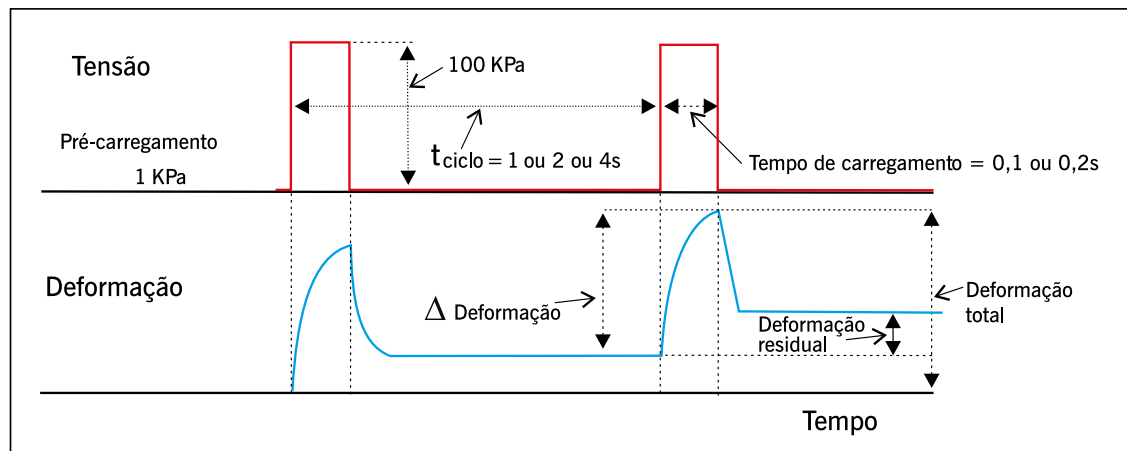
tivo de valores FN e desempenho real de campo para diferentes níveis de tráfego das misturas testadas correspondentes para estabelecer valores aceitáveis de FN em função do volume de tráfego, o que foi feito por Nascimento (2008). Por outro lado, simplesmente utilizando o FN não é possível identificar a evolução da deformação permanente do revestimento asfáltico ao longo da vida útil do pavimento.

O ensaio consiste na aplicação de pulsos de carga ao CP, a uma determinada frequência, tempo de aplicação de carga e intervalo entre as aplicações das cargas, a uma temperatura especificada. A figura 6.36 mostra um exemplo de carregamento empregado em ensaio uniaxial de carga repetida. Tem como objetivo a medição da deformação permanente acumulada.

Durante a realização do ensaio, o CP é submetido à aplicação de uma carga de compressão axial transiente. De acordo com as normas DNIT 184/2018-ME e ABNT 16505:2016, o ensaio deve ser realizado com a seguinte combinação: cada carregamento tem uma duração de 0,10 segundo e os intervalos entre as aplicações de carga são de 0,90 segundo, aplicados a uma frequência de 1 Hz.

Os seguintes três critérios podem ser usados para finalizar (ou parar) o teste: (i) quando o FN é atingido (“falha”/ruptura da amostra); (ii) quando 7.200 repetições de carga são atingidas; ou (iii) quando a deformação atinge 2% da altura total da amostra para o teste sem confinamento ou quando atinge 5% da altura total dos ensaios de CPs com confinamento (DONGRÉ *et al.*, 2009).

**Figura 6.35** – Carregamento e deformação no ensaio uniaxial de carga repetida

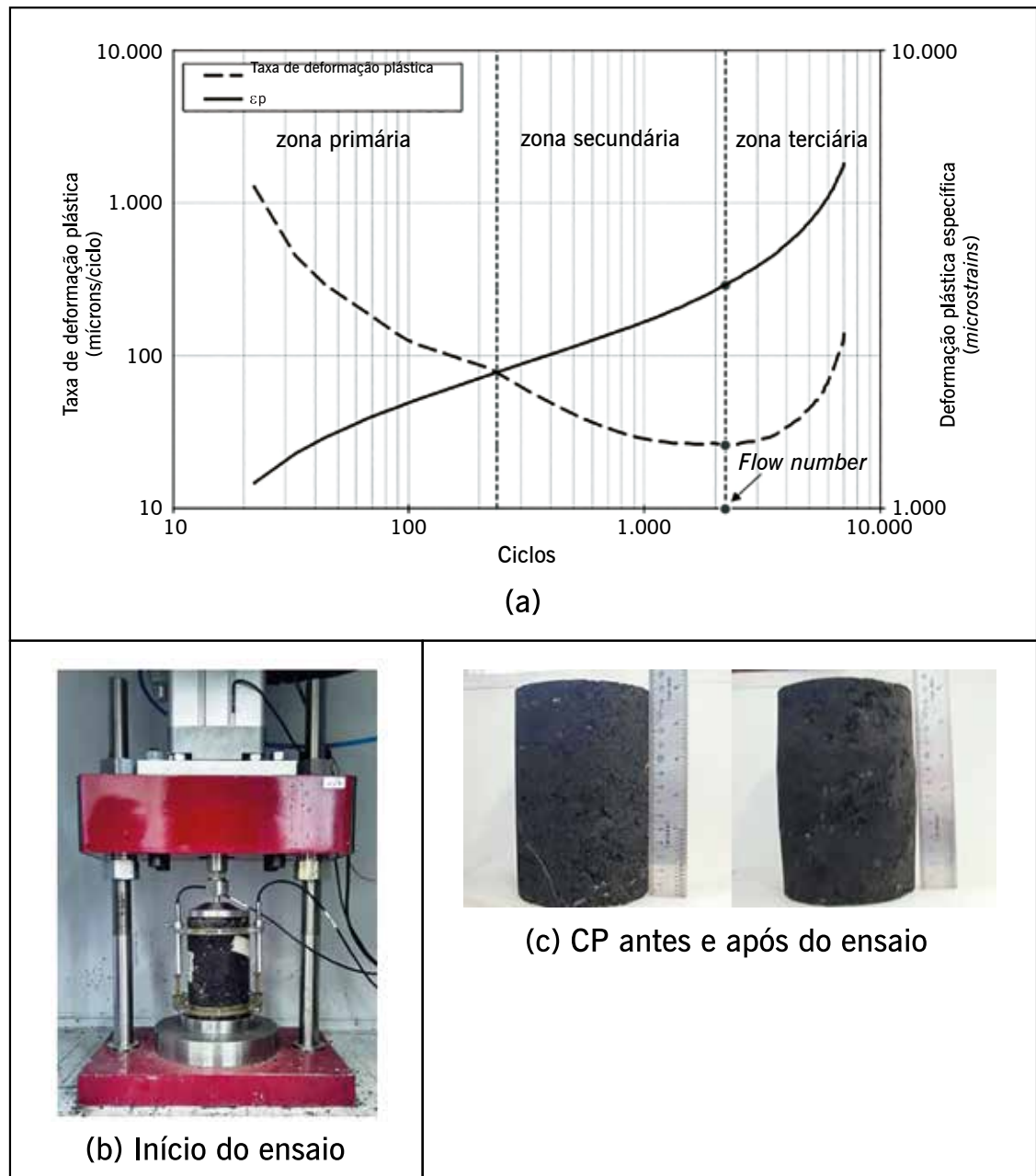


Fonte: Dongré *et al.*, 2009.

Após o ensaio, é necessário desenhar a curva de “deformação permanente × número de ciclos”. Quando se realiza o ensaio, pode-se definir uma curva que define três regiões de comportamento conhecidas como zona primária, secundária e terciária. A figura 6.36(a) mostra um exemplo dessas regiões, que servem para definir o FN quando há a passagem da zona secun-

dária para a terciária, e a norma DNIT 178/2018 define as expressões para essa determinação e, também, a configuração do CP durante o ensaio e no final.

**Figura 6.36** – Curva típica do ensaio uniaxial de carga repetida: deformação plástica vertical uniaxial acumulada versus número de ciclos e aspectos dos CPs



Fonte: DNIT 416/2019.

Vários autores propuseram diferentes condições de ensaio e, também, de limites de FN aceitáveis para níveis de tráfego distintos, indicados na tabela 6.8. Os critérios variam bastante e as condições de ensaio também.

**TABELA 6.8 – CRITÉRIOS DE FN PARA DIFERENTES VOLUMES DE TRÁFEGO**

Pesquisas/ Volume de tráfego (número N)	Volume de vazios (%)	Temperatura (°C)	Tensão (kPa)	Leve	Médio	Pesado	Extremamente pesado
				$3 \times 10^6$	$[3 \times 10^6; 1 \times 10^7]$	$[1 \times 10^7; 3 \times 10^7]$	$> 3 \times 10^7$
AAT (2011)	4,7 a 8,2	3,3 a 54,3	600	–	53	190	740
Bonaquist (2012)	6,0 a 7,3	49,6	600	15	50	135	415
Nascimento (2008)	$7,0 \pm 0,5$	66,0	204	–	300	750	–
Bastos <i>et al.</i> (2016)	5,5 a 7,5	60,0	204	–	100	300	>1.000

Fontes: Advanced Asphalt Technologies, 2011; Bonaquist, 2012; Nascimento, 2008 e Bastos *et al.*, 2016.

O programa computacional de dimensionamento de pavimento recentemente divulgado pelo DNIT (MeDiNa) considera a deformação permanente nas camadas subjacentes e não considera a contribuição da camada asfáltica entendendo que a mistura asfáltica bem dosada não deve contribuir para o afundamento em trilha de roda (ATR), e, especialmente porque quando há deformações permanentes no revestimento asfáltico, o tipo de mecanismo que provoca esse defeito é mais de cisalhamento do que propriamente de cargas verticais. Assim, os limites do FN inseridos no programa são indicativos para serem utilizados durante a dosagem (e não como uma forma de cálculo da contribuição eventual do revestimento, que se espera não apresente esse tipo de defeito caso atenda esses critérios). Os valores de FN indicados estão na tabela 6.9 (MOTTA *et al.*, 2018) e provêm de ampliação do que foi proposto por Nascimento (2008) que fez comparações com o campo.

**TABELA 6.9 – CRITÉRIOS DE FN PARA DIFERENTES VOLUMES DE TRÁFEGO ADOTADOS PELO DNIT NO MEDINA**

Classe	Flow number (FN)	Volume de tráfego (número N Usace) – condições normais	Volume de tráfego (número N Usace) – condições severas
1	FN < 100	$N < 1 \times 10^6$	Não recomendado
2	$100 \leq FN < 300$	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	$N < 1 \times 10^6$
3	$300 \leq FN < 750$	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$
4	$750 \leq FN < 2.000$	$N \geq 1 \times 10^8$	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$
5	FN $\geq 2.000$	–	$N \geq 1 \times 10^8$

Fonte: DNIT, 2020.

### 6.5.2 Ensaio triaxial (TSS – *triaxial sweep test*)

O ensaio uniaxial de carga repetida foi um avanço no controle da deformação permanente em misturas asfálticas por se referir ao controle na fase de dosagem. No entanto, não considera todas as condições de carregamento a que o pavimento é submetido.

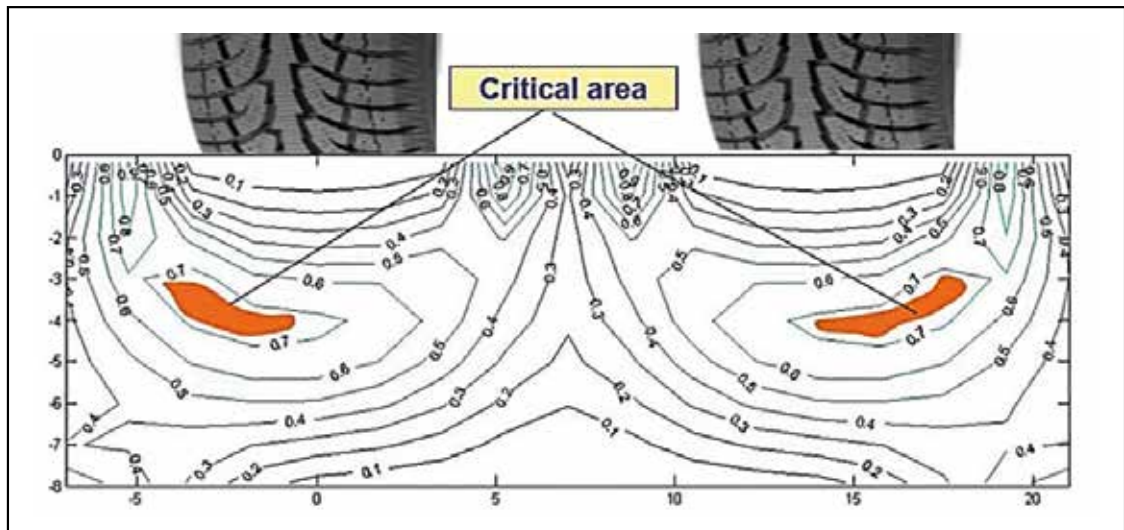
Assim, a tendência que se vê na literatura internacional está vinculada a um novo tipo de ensaio para avaliar as características de misturas asfálticas utilizando um ensaio triaxial, parecido com o que se descreve para solos e britas no capítulo 7.

Essa outra forma de avaliar a contribuição do revestimento asfáltico para o ATR, utilizando um ensaio triaxial, pretende figurar estados de tensões variados que simulem tensões confinantes na amostra aplicando um período de descanso. Esse ensaio é mais apropriado para simular

a distribuição volumétrica de deformações viscoplásticas (figura 6.37), que podem ocorrer nas áreas críticas da camada superficial de forma mais realista.

Choi (2013) desenvolveu o ensaio triaxial *triaxial sweep test* (TSS), que consiste na aplicação de uma tensão de confinamento de 69 kPa, e uma tensão desvio de 483, 689 e 896 kPa para cada 200 ciclos, com períodos de repouso e de aplicação de carga. Para utilização do modelo proposto, o ensaio deve ser realizado em três temperaturas: baixa ( $T_L$ ), média ( $T_M$ ) e alta ( $T_H$ ). As configurações do ensaio estão descritas na tabela 6.10, seguida do gráfico resultante do ensaio em cada condição na figura 6.38.

**Figura 6.37** – Distribuição volumétrica das deformações viscoplásticas



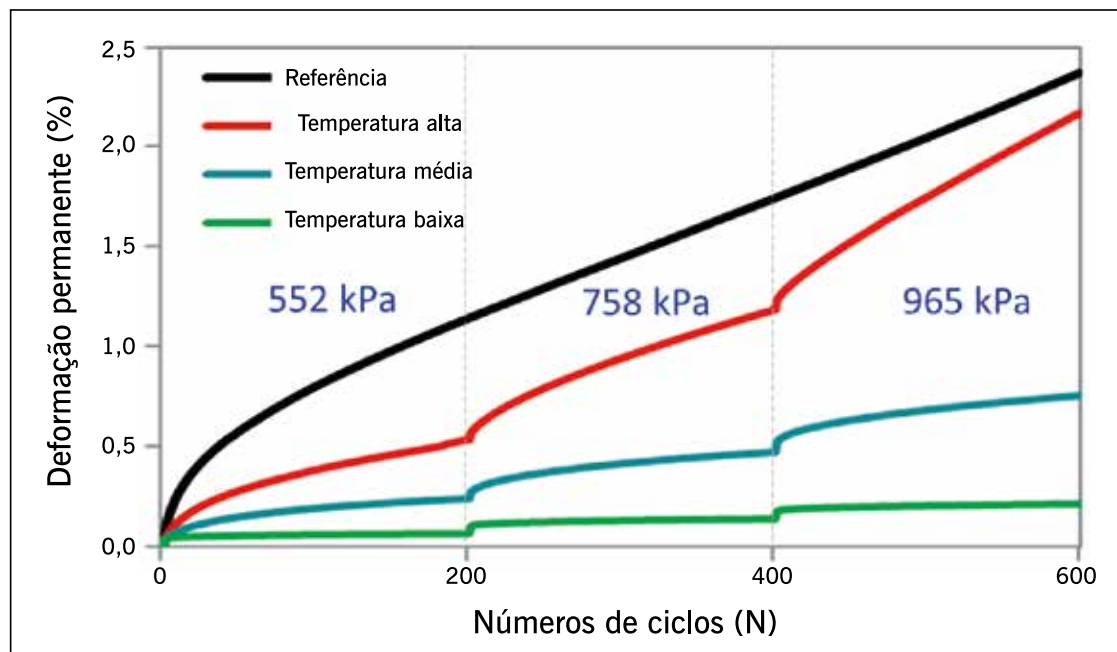
Fonte: Gibson *et al.*, 2009.

**TABELA 6.10** – TABELA DE CONFIGURAÇÕES DO ENSAIO TSS

Ensaio TSS		
Método de ensaio	Ensaio de referência	Ensaio TSS
Quantidade de ensaios	1 ( $T_H$ )	3 ( $T_H$ , $T_I$ e $T_L$ )
Tempo de aplicação de carga (s)	0,4	0,4
Período de repouso (s)	10 ( $T_H$ )	10 ( $T_H$ ) e 1.6 ( $T_I$ e $T_L$ )
Tensão de confinamento (psi)	10	10
Número de ciclos	600	200
Parâmetros	$A$ , $\epsilon_0$ , $N_1$ e $\beta$	$p_1$ , $p_2$ , $p_3$ , $d_1$ , $d_2$ e $d_3$
Amostras	2	6
Tempo total de ensaio (h)	3,5	4,8

Fonte: Choi, 2013.

**Figura 6.38** – Exemplo de gráfico de deformação permanente x número de ciclos resultante do ensaio TSS



Fonte: Choi, 2013.

Os parâmetros do ensaio TSS são obtidos a partir do modelo de ajuste (*shift model*) com uso da expressão 6.17. A partir dela é possível obter outros parâmetros que permitem uma avaliação da evolução da deformação permanente em misturas asfálticas.

$$\epsilon_{vp} = \frac{A + (\epsilon_0 \cdot Nred)}{(N1 + Nred)^\beta} \quad (6.17)$$

Onde:

$\epsilon_{vp}$  = deformação permanente;

A,  $\epsilon_0$ , N1,  $\beta$  = coeficientes do modelo de ajuste;

Nred = número de ciclos reduzido nas condições de carregamento de referência.

Inicialmente a proposta do ensaio TSS seria utilizar três temperaturas, com três amostras para cada temperatura, resultando em um tempo médio de ensaio de 4 a 5 dias úteis (29 horas) para o ensaio completo, uma vez que se faz necessária a estabilização de temperatura para cada CP testado.

Houve então uma proposição de simplificação do ensaio TSS, feita por Kim (2015), definindo a utilização de apenas duas temperaturas de ensaio com utilização de uma ordem diferente na aplicação das tensões verticais. A figura 6.39(a) e (b) mostra os esquemas do ensaio TSS e do ensaio TSS simplificado, respectivamente. Passou a não medir mais as deformações com LVDTs, mas avaliá-las somente pelo deslocamento do pistão, o que não parece ser a melhor solução.

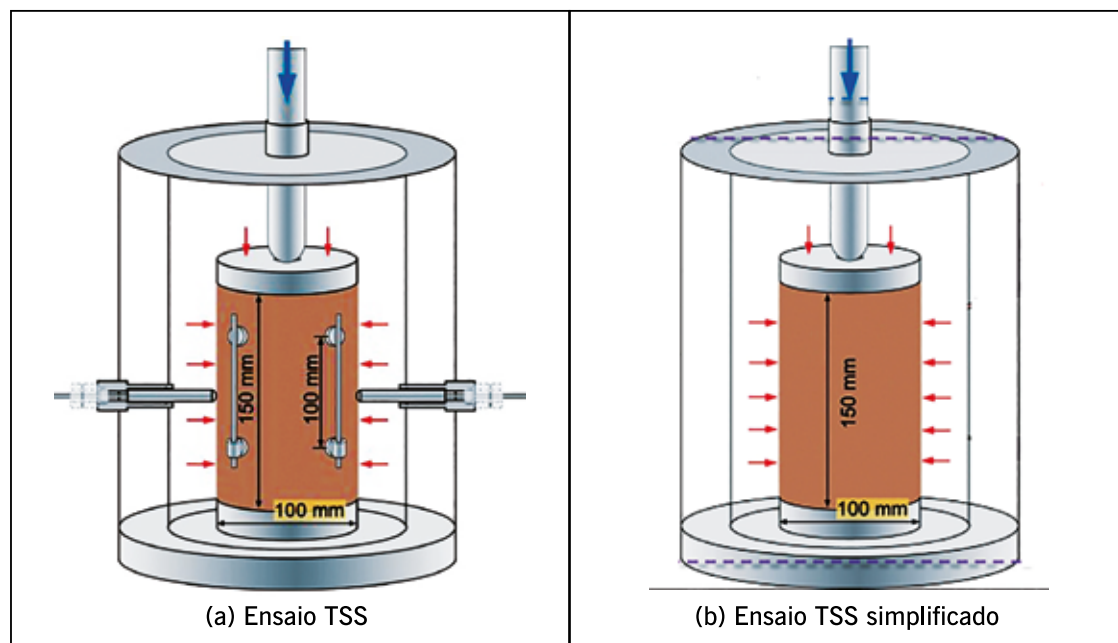
Ao desenvolver o ensaio TSS simplificado, Kim (2015) listou as principais adaptações no ensaio conforme a tabela 6.11. É possível observar também o gráfico resultante do ensaio TSS simplificado na figura 6.40.



A norma internacional que define os parâmetros do ensaio triaxial é a AASHTO TP 134-19. No cenário brasileiro, o ensaio vem sendo desenvolvido por poucos grupos de pesquisa, e o desenvolvimento e adaptação para caracterização da deformação permanente por meio desse ensaio ainda não possui norma nacional.

No Brasil, Bastos *et al.* (2016) detectaram que, para as misturas asfálticas nacionais, a tensão confinante de 69 kPa resultou em um condicionamento rigoroso, não refletindo a realidade da pequena espessura das camadas de revestimento asfáltico aplicadas no país. Considerando tal condição, a tensão de confinamento adotada por Bastos (2016) foi de 138 kPa, mantendo as tensões verticais propostas por Choi (2013): 552, 758 e 965 kPa para cada bloco de 200 ciclos.

**Figura 6.39** – Esquema de ensaio com posicionamento do CP no equipamento (a) ensaio TSS e (b) ensaio TSS simplificado



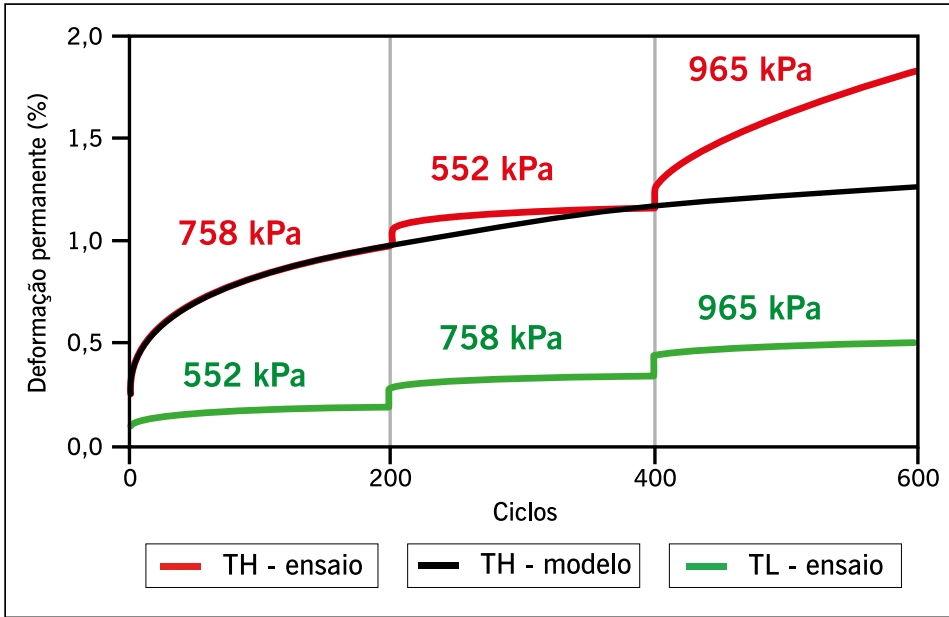
Fonte: Kim, 2015.

**TABELA 6.11** – COMPARATIVO DE ADAPTAÇÕES DO ENSAIO TSS PARA SIMPLIFICAÇÃO

Método de ensaio		TSS simplificado	TSS
Medição da deformação		Deslocamento do equipamento	Dispositivos LVDTs
Quantidade de ensaios	Referência	–	1 ( $T_H$ )
	TSS	2 ( $T_H$ e $T_L$ )	3 ( $T_H$ , $T_I$ e $T_L$ )
Total de amostras		4	10
Tempo total de ensaio (h)		2	8,3
Tempo de pulso (s)		0,4	0,4
Período de repouso (s)		3,6 ( $T_H$ ) e 1,6 ( $T_L$ )	10 ( $T_H$ ) and 1,6 ( $T_I$ and $T_L$ )
Tensão desvio (kPa)		689, 483 e 896 ( $T_H$ )	483, 689 e 896
		483, 689 e 896 ( $T_L$ )	
Número de ciclos		200	600

Fonte: Kim, 2015..

**Figura 6.40** – Exemplo de gráfico de “deformação permanente x número de ciclo” resultante do ensaio TSS simplificado

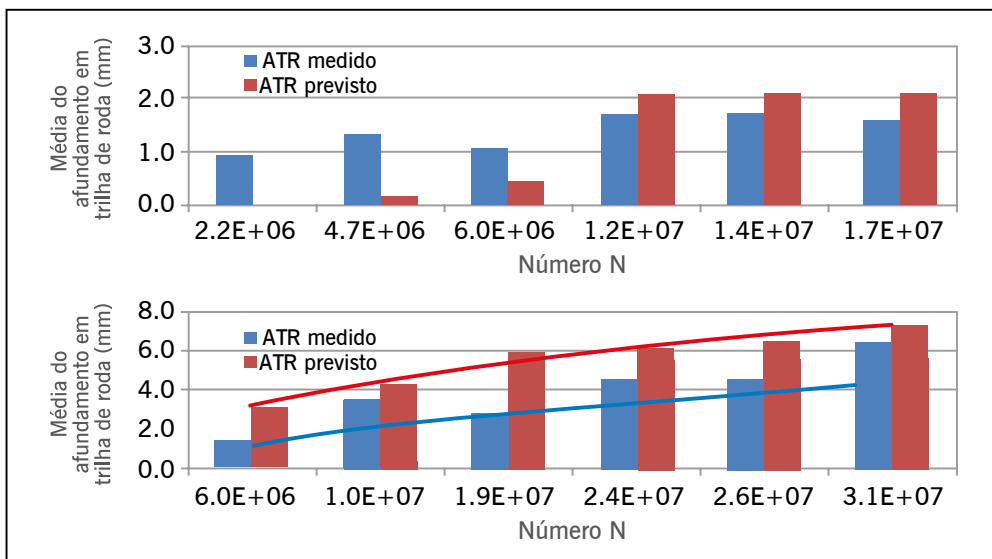


Fonte: Vale, 2020.

Com a adaptação na tensão de confinamento, Bastos (2016) realizou simulações computacionais e comparações com trechos de rodovias. Então, foi possível observar proximidade entre os valores de ATR medidos em campo e os obtidos com uso do modelo de ajuste e simulações computacionais de dimensionamento do pavimento como se observa na figura 6.41(a) e (b).

É difícil identificar os afundamentos registrados na superfície do pavimento com as devidas contribuições isoladas de cada camada em trechos rodoviários, sem necessidade de extração de CPs ou aberturas nos pavimentos para tais verificações, e, para esse estudo em particular, admitiu-se que o ATR é proveniente exclusivamente dos revestimentos asfálticos.

**Figura 6.41** – Comparativo de ATR observado em campo (medido) e previsto em laboratório: (a) trecho 1 e (b) trecho 2



Fonte: Bastos, 2016.

### 6.5.3 Simuladores de tráfego de laboratório

Uma outra forma de estudo 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, mas também necessitam do uso de fatores laboratório-campo, que serão menores do que os necessários para os ensaios em CPs de pequenas dimensões. Na prática, são também mais utilizados para verificar a dosagem de uma mistura asfáltica e comparação entre diferentes ligantes asfálticos.

No que diz respeito aos simuladores de tráfego de laboratório, no Brasil existem dois tipos de equipamentos: o LCPC e o APA. O simulador francês desenvolvido pelo LCPC (antigo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) foi inicialmente adquirido em 1993 pelo Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP (figura 6.42(a) traz a mesa compactadora, equipamento necessário para poder compactar placas de misturas asfálticas a serem testadas no simulador retratado na figura 6.42(b)) e anos mais tarde foram adquiridos um para o Laboratório do Cenpes e outro para o Laboratório de Pavimentos da Coppe/UFRJ. A UFSC também dispõe de um equipamento desse tipo do LCPC.

O APA é um modelo norte-americano – *asphalt pavement analyzer* (APA).

#### 6.5.3.1 Simulador LCPC

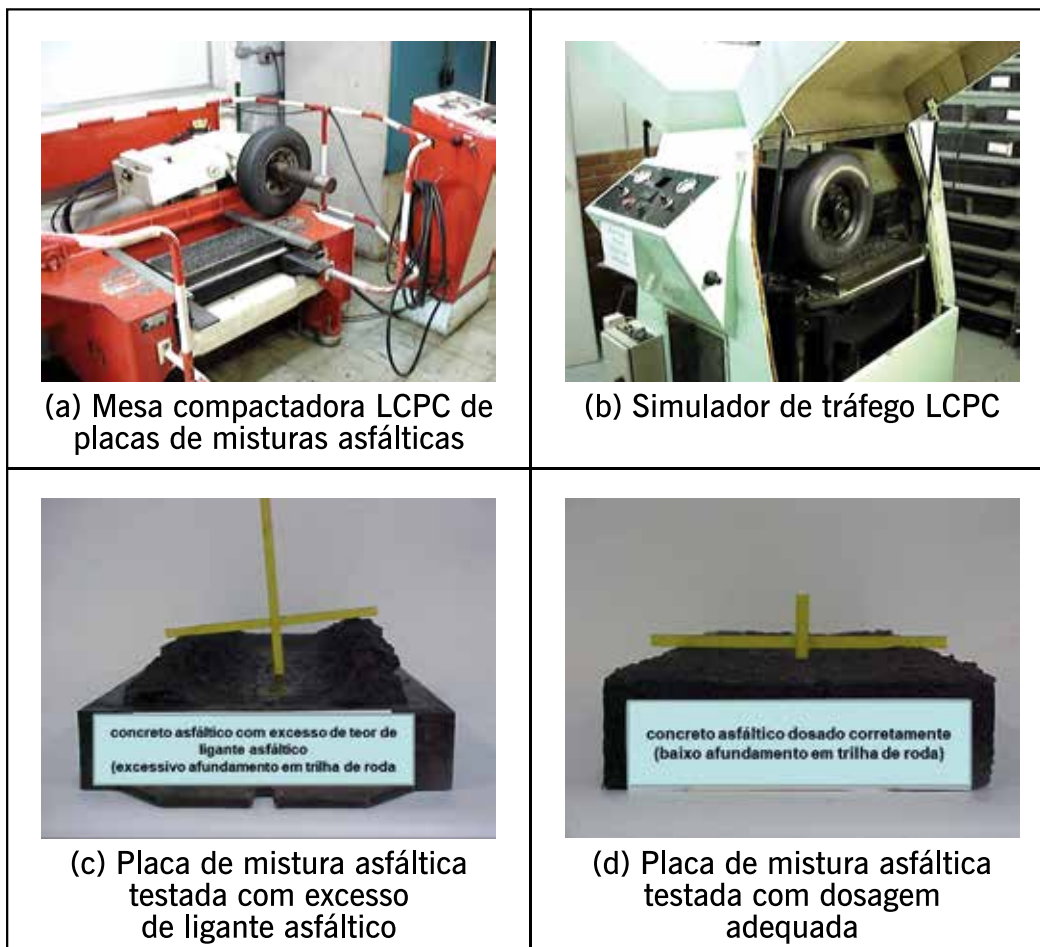
No equipamento francês LCPC, a mistura asfáltica é primeiramente compactada com amassamento por roda de pneu com cargas e pressão de inflação reguláveis, na temperatura de projeto, realizada por equipamento denominado mesa compactadora – figura 6.42(a). A compactação segue a especificação europeia EN 12697-2020 parte 2 e produz uma placa compactada de mistura asfáltica nas dimensões padrão de 500 mm de comprimento e 180 mm de largura, havendo placas com 50 e com 100 mm de espessura. O ensaio de deformação permanente, propriamente dito, segue a especificação europeia EN 12697-2020 parte 22, 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 6.42(b).

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 1 Hz. Mede-se o ATR em diversos pontos a cada determinado número de solicitações. Frequentemente são usados 1.000, 3.000, 10.000, 20.000 e 30.000 ciclos. As figuras 6.42(c) e (d) mostram um aspecto de uma mistura asfáltica muito deformada após o ensaio devido ao excesso de ligante asfáltico e uma bem dosada, respectivamente. O resultado do ensaio é dado em termos de afundamento em milímetros ou como um percentual da altura da placa original.

O equipamento do Cenpes foi utilizado na pesquisa de Nascimento (2008) para comparação com os resultados do ensaio de FN das diversas misturas asfálticas analisadas e ajudou a formular os intervalos de aceitação do FN propostos, assim como também na comparação de medições em trechos experimentais. Aconselha-se a leitura de dissertações e teses que utilizaram o simulador LCPC para avaliar diferentes misturas asfálticas, iniciando com as pioneiras no país (COELHO, 1996; MERIGHI, 1999), passando por Magalhães (2004); Nascimento (2008);

Barra (2009); Moura *et al.* (2009a, b); Moura (2010); Vasconcelos *et al.* (2011); Onofre *et al.* (2011); Almeida (2013); Lima (2015); Ribas (2016); Marcon (2016); Pérez (2016); Carlesso (2017); Lima *et al.* (2020), entre outros.

**Figura 6.42** – Conjunto de mesa compactadora e simulador de tráfego LCPC para ensaios de deformação permanente em laboratório

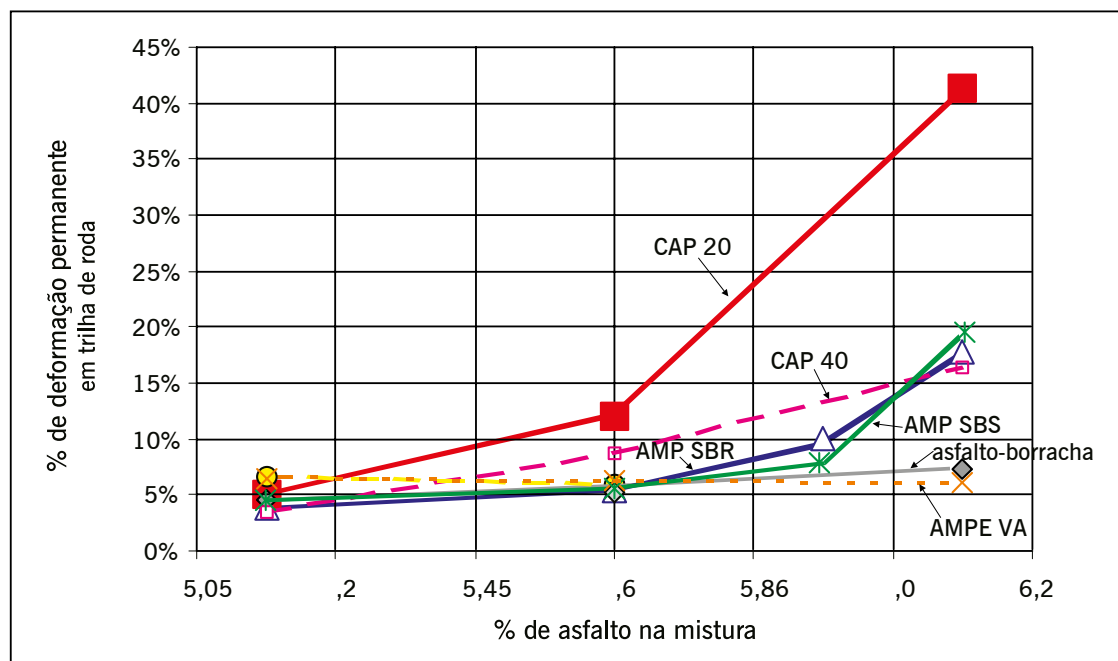


Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

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 6.43 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 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 asfáltica 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.

**Figura 6.43** – Percentual de afundamento *versus* teor de asfalto para 30.000 ciclos

no simulador de tráfego LCPC

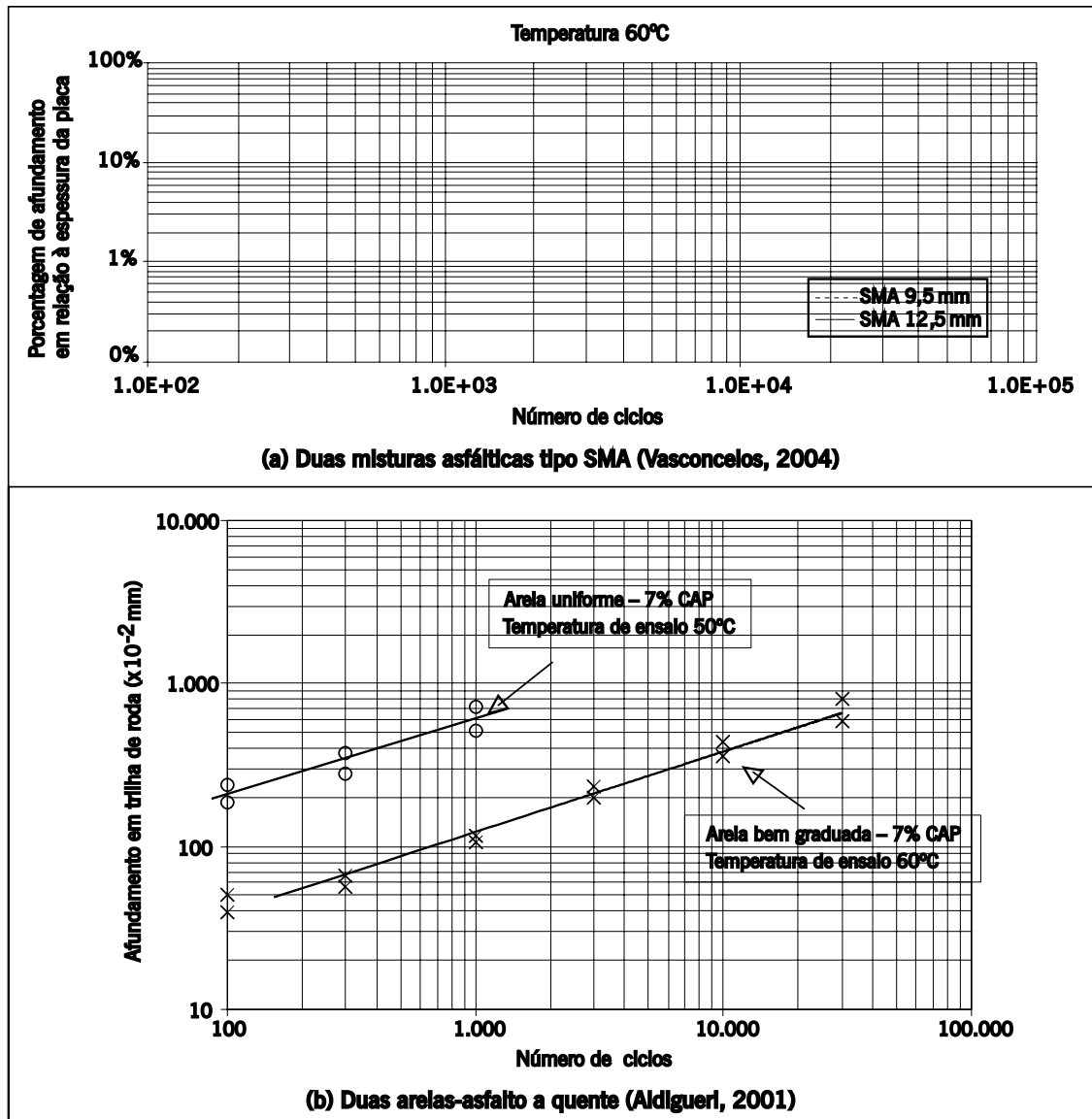


Fonte: Bernucci *et al.*, 2002.

A figura 6.44(a) ilustra os resultados do ensaio a 60°C para duas misturas SMA (capítulo 4), com diferentes tamanhos de agregado, no caso, TMN de 9,5 e de 12,5 mm (VASCONCELOS, 2004). A deformação permanente aos 30.000 ciclos de ambas as misturas em SMA é de cerca de 6%, que é um resultado bom, demonstrando a resistência à formação de afundamentos desse tipo de revestimento asfáltico.

A figura 6.44(b) mostra, como exemplo, resultados de ATR 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 6 mm (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 (ALDIGUERI, 2001).

Figura 6.44 – Resultados de deformação permanente de misturas asfálticas no ensaio de simulador de tráfego LCPC



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 6.5.3.2 Simulador LCPC

Na publicação NCHRP (2003) mostra-se uma extensa avaliação desse equipamento e foi proposta uma norma de ensaio. A norma AASTHO 340/2010 descreve a utilização desse equipamento para avaliar a suscetibilidade da mistura asfáltica a quente ou a frio quanto ao ATR. Há muitas empresas fabricantes desse tipo de equipamento fora do Brasil e ele tem sido utilizado por vários laboratórios no exterior.

Autores tais como Skok *et al.* (2003); Rushing e Greg (2017); Hussan *et al.* (2020) analisam o uso do APA para avaliação das misturas asfálticas.

Rushing e Garg (2017) analisaram com o APA diferentes misturas asfálticas visando à utilização em pavimento de aeroporto. Analisaram seis diferentes agregados combinados com seis

diferentes ligantes asfálticos, convencionais e modificados, com diferentes graus PG. Concluem que esse equipamento pode ser utilizado para fazer a seleção de CA para aeroportos quanto ao aspecto de deformação permanente.

Sá (2003) avaliou misturas asfálticas adequadas ao tráfego nos corredores de ônibus no Rio de Janeiro. Utilizou o simulador de tráfego APA do Centro de Pesquisas da Petrobras. Foram preparadas misturas com 13 ligantes diferentes – CAP 20 (equivalente ao atual CAP 50/70), CAP 40 (equivalente ao atual CAP 30/45) e 11 modificados, para avaliação da deformação permanente. Foram determinados também os MRs e a resistência à tração indireta. No APA a mistura com asfalto-borracha apresentou a menor deformação permanente, seguida da mistura com CAP 40 e a mistura com asfalto polímero EVA; e no cômputo geral as deformações permanentes variaram de 1,60 mm a 11,44 mm. A mistura com o CAP 40 apresentou o maior MR (5.100 MPa) e a maior resistência à tração (1,40 MPa) e a mistura com asfalto-borracha apresentou MR baixo (2.100 MPa) e resistência à tração também baixa (0,62 MPa) em relação às outras misturas ensaiadas. Na investigação de campo foram analisados 12 trechos de vias urbanas com quatro tipos de misturas e dois ligantes: CAP 40 e um ligante denominado de “alto índice”. Os ATRs apresentaram-se elevados: de 24 a 40 mm, com ondulações laterais. Resultados pouco conclusivos, porém, indicando melhor desempenho no cômputo geral das misturas com CAP 40. A distribuição dos ônibus por faixas de tráfego nos segmentos analisados foi monitorada por câmeras móveis.

Hussan *et al.* (2020) fazem uma avaliação estatística dos resultados de 30 misturas asfálticas e propõem vários parâmetros para interpretação dos resultados dos ensaios com o APA.

No caso do APA – figura 6.45(a), o procedimento apresenta similaridades com o LCPC. A compactação, contudo, é por vibração – figura 6.45(b). A carga é transmitida à placa por meio de mangotes de borracha preenchidos por ar, em vez de pneus – figura 6.45(c). O equipamento permite a saturação com água dos CPs para avaliar o seu efeito deletério durante o ensaio – figura 6.45(d). A placa é em seguida retirada do equipamento – figura 6.45(e), sendo medido o afundamento – figura 6.45(f).

**Figura 6.45** – Compactador e simulador APA

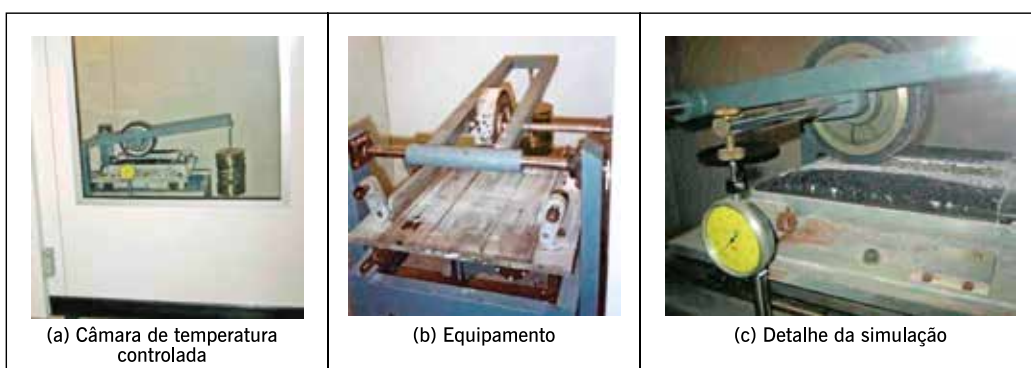


Fonte: Petrobras Distribuidora.

### 6.5.3.3 Outros simuladores

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 6.46. Esse equipamento fica numa câmara de temperatura controlada e executa um número também predefinido de passagens de rodas rígidas, com peso predefinido. A ideia é a mesma já descrita anteriormente, ou seja, de comparar misturas quanto à capacidade de resistir à deformação permanente.

**Figura 6.46** – Simulador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC, Portugal



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.



A figura 6.47 mostra o simulador instalado na Universidade da Carolina do Norte, onde importantes trabalhos científicos sobre a caracterização mecânica de misturas asfálticas vêm sendo desenvolvidos. Esse equipamento possui rodas que atuam diretamente numa laje de mistura colocada sobre uma plataforma. São seis rodas atuando em sequência 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.

**Figura 6.47** – Simulador da Universidade da Carolina do Norte



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

Existem simuladores em verdadeira grandeza para uso em seções experimentais como o linear da UFRGS – figura 6.48 (NUNEZ, 1996; GONÇALVES, 2002) e outros que atuam na própria rodovia como o equipamento brasileiro da Simular (figura 6.48(b), que é tipo o HVS da África do Sul, FRITZEN, 2005). 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 durante muitas horas por dia, durante quantas semanas sejam necessárias. Diferentemente da maioria dos equipamentos 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 autorrecuperação de trincas que se dá no longo prazo. Estes serão comentados no capítulo 10.

**Figura 6.48** – Simuladores brasileiros em verdadeira grandeza para uso em campo de provas de pavimentos e móveis para testagem de pavimentos rodoviários



Fonte: Elaborada pelos autores.

## 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.
- \_\_\_\_\_. AASHTO 340/2010: *Standard method of test for determining rutting susceptibility of hot mix asphalt (HMA) using the asphalt pavement analyzer (APA)*.
- \_\_\_\_\_. AASHTO TP 107-18: *Standard method of test for determining the damage characteristic curve of asphalt mixtures from direct tension cyclic fatigue tests*, 2021.
- \_\_\_\_\_. AASHTO T 322-07: *Standard method of test for determining the creep compliance and strength of hot-mix asphalt (HMA) using the indirect tensile test device*, 2020.
- \_\_\_\_\_. AASHTO TP 124-16: *Standard method of test for determining the fracture potential of asphalt mixtures using semicircular bend geometry (SCB) at intermediate temperature*. Washington, D.C., 2001, USA, 2016.
- \_\_\_\_\_. AASHTO TP 105-13: *Standard method of test for determining the fracture energy of asphalt mixtures using the semicircular bend geometry (SCB)*. Washington, D.C., 2001, USA, 2015.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15140: *misturas asfálticas: determinação do desgaste por abrasão Cântabro*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 15087: *misturas asfálticas: determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 16505: *misturas asfálticas: resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida*. Rio de Janeiro, 2016.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 496: *standard test method for splitting tensile strength of the cylindrical concrete specimens*. USA, 1986.
- \_\_\_\_\_. ASTM D 4123: *standard method of indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures*. USA, 1982.
- \_\_\_\_\_. ASTM D3497-79: *Standard test method for dynamic modulus of asphalt mixtures*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. *Fatigue response of asphalt-aggregate mixes*. A-404. Washington, 1994.
- \_\_\_\_\_. *Guide for design of pavement structures*. Washington, 2002. Disponível em: [www.2002designguide.com](http://www.2002designguide.com). Acesso em: 1 ago. 2006.
- \_\_\_\_\_. *Permanent deformation response of asphalt-aggregate mixes*. A-415. Washington, 1994.
- \_\_\_\_\_. ASTM E 206-72: *standard definitions of terms relating to fatigue testing and statistical analysis of fatigue data*. USA, 1979.
- \_\_\_\_\_. ASTM D6931-17: *standard test method for indirect tensile (IDT) strength of asphalt mixtures*. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.
- \_\_\_\_\_. ASTM D7313-20: *standard test method for determining fracture energy of asphalt mixtures using the disk-shaped compact tension geometry*.

- 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 P98-260-1: *essais relatifs aux chaussées: mesure des caractéristiques rhéologiques des mélanges hydrocarbonés: partie 2: détermination du module complexe par flexion sinusoïdale*. Paris, 1993.
- \_\_\_\_\_. 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.
- ALLEN, D. H.; HAISLER, W. E. *Introduction to aerospace structural analysis*. New York: John Wiley & Sons, 1985.
- ALDIGUERI, D.R. *Estudo de misturas de areia asfalto usinadas à quente com asfaltos de diferentes consistências para revestimento de pavimentos no Estado do Ceará*. 2001. Dissertação (Mestrado). 116 f. EPUSP-PTR. USP. São Paulo.
- ALMEIDA JR. P. O. B. *Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem*. Dissertação (Mestrado). UFSC. 2016.
- ALMEIDA, A. J. *Comportamento mecânico de misturas asfálticas com aplicação dos aditivos PR Plast S e PR Flex 20 no módulo complexo e na fadiga*. Dissertação (Mestrado). UFSC. 2013.
- ARAGÃO, F. T. S. *et al.* Semiempirical, analytical, and computational predictions of dynamic modulus of asphalt concrete mixtures. In: Meeting of the Transportation Research Board – TRB, 89., 2010, Washington, D.C.: *Transportation Research Record*, 2010. p. 19-27.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Effects of morphological characteristics of aggregate particles on the mechanical behavior of asphalt mixtures. In: Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB), 95., Washington, D.C., 2016.
- BABADOPOULOS, L. F. A. L. A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.
- BABADOPOULOS L. F. A. L. Phenomena occurring during cyclic loading and fatigue tests on bituminous materials: Identification and quantification. Tese (Doutorado). Universidade de Lyon (ENTPE), Lyon, 2017.
- BABADOPOULOS L. F. A. L.; SOARES J. B.; CASTELO BRANCO, V. T. F. Interpreting fatigue tests in hot mix asphalt (HMA) using concepts from viscoelasticity and damage mechanics. *Transportes*, 23(2), 85. 2015.
- 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.
- BARI, J.; WITCZAK, M. W. Development of a new revised version of the Wiyczak E\* predictive model for hot mix asphalt mixtures (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 75, 2006.
- BARKSDALE, R.G. Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. *Highway Research Record*, n. 345, Highway Research Board, p. 32-44, 1971.
- BARRA, B. S. Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de mistura asfáltica densa. Tese (Doutorado). UFSC. Florianópolis, 2009, 327p.

- BARROS, L. M. *Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho conforme critério de flow number de misturas quentes e mornas*. 2017. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- BASTOS, J. B. S. Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza. 2016
- BASTOS, J. B. S.; SILVA, S. A. T.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H.; KIM, Y. R. Triaxial stress sweep test protocol considerations for permanent deformation characterization of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*. v. 19, n. 2, p.431-444. 2016.
- BORGES, R.L. Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida. 2014.
- BEJA, I. A. *et al*. Large stone asphalt mixture (25 mm): avaliação do procedimento de dosagem. *In: Congresso Ibero Latinoamericano del Asfalto*, 18., Bariloche, 2015.
- BENEVIDES, S. A. S. *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento dos pavimentos asfálticos – método tradicional do DNER e método de resiliência da Coppe*. 2000. 176f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- BERNUCCI, L. B., MOURA, E.; LEITE, L. M. Efeito do uso de asfaltos modificados nas propriedades mecânicas dos pavimentos asfálticos. *In: Simpósio sobre Obras Rodoviárias – RODO 2002*. São Paulo, ABGE, p. 147-157, 2002.
- \_\_\_\_\_; LEITE, L. M.; MOURA, E. Propriedades mecânicas em laboratório de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros. *In: Encontro do Asfalto*, 16., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002.
- BESSA, I. S. *et al*. Dosagem de misturas asfálticas recicladas a frio com emulsão asfáltica e cimento Portland. *In: RAPv*, 42.; Enacor, 16., Gramado – RS. Reunião Anual de Pavimentação, 2013.
- \_\_\_\_\_. *Laboratory and field study of fatigue cracking prediction in asphalt pavements*. 2018. Tese (Doutorado). Programa de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica. USP.
- BONNAURE, F. *et al*. 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. 128f. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- BRITO, A. T. *Avaliação e análise paramétrica de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas para pavimentação*. 2006. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- BS EN 12697-22:2020. *Bituminous mixtures*. Test methods. Wheel tracking.
- BS EN 12697-23:2017. *Bituminous mixtures – Test methods – Part 23*: determination of the indirect tensile strength of bituminous specimens.
- BS EN 12697-24:2018. *Bituminous mixtures*. Test methods. Resistance to fatigue.
- BS EN 12697-44:2019. *Bituminous mixtures – Test methods – Part 44*: Crack propagation by semi-circular bending test.
- BUDNY, J. *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. 2012. Dissertação. Coppe/UFRJ.

- CAMARGO, F. F. *Field and laboratory performance evaluation of a field-blended rubber asphalt*. 2016. Tese (Doutorado). Programa de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica. USP.
- CARLESSO, G. C. *Estudo do comportamento de mistura asfáltica modificada por nanoargila e polímero SBS*. 2017. Dissertação. UFSC.
- 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.
- CARRET, J. C. *et al.* Comparison of the 3-dim linear viscoelastic behavior of asphalt mixes determined with tension-compression and dynamic tests. *Construction and Building Materials*, v. 174, p. 529-536, 2018.
- CARVALHO, A. D. *Propriedades das misturas asfálticas densas com brita e com seixo rolado utilizadas como revestimento de pavimentos no Pará*. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). USP.
- CASTRO NETO, A. M. *Proposta de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente*. 2000. 112f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- CENTRO DE ESTUDIOS DE CARRETERAS. NTL 352: *caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cántabro de pérdida por desgaste*. España, 1986.
- CERATTI, J. A. P. Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos. 1991. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- CHOI, Y. T. *Development of a mechanistic prediction model and test protocol for the permanent deformation of asphalt concrete*. 2013. PhD Dissertation. North Carolina State University, Raleigh.
- CHRISTENSEN D.W., BONAQUIST R.F., “Evaluation of Indirect Tensile Test (IDT) Procedures for Low-Temperature Performance of Hot Mix Asphalt”, NCHRP Report 530, 2004.
- 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.
- COELHO, W. *Contribuição ao estudo das deformações permanentes nas condições do Brasil em camadas de concreto asfáltico de pavimentação*. 1996. Tese (Doutorado). USP, São Carlos.
- COLPO, G.B. Comportamento à Fadiga de Misturas Asfálticas: Ensaio Laboratoriais e Instrumentação In Situ. 2019. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura. UFRGS. Porto Alegre.
- COLPO, G. B.; BRITO, L. A. T.; DOERING, D.; MOCELIN, D. M.; HILGERT, A. P.; JOHNSTON, M. G.; CERATTI, J. A. P. Fatigue behavior study of a dense graded HMA using the four point bending beam test aided by an in-situ instrumentation at BR-116/RS. *TRANSPORTES (RIO DE JANEIRO)*, v. 28, p. 14-28, 2020.
- COSTA, D. B. *Análise da deformação permanente de misturas asfálticas a partir dos critérios de mohr coulomb*. 2018. Dissertação. UFCG.
- COSTA, L. F. *Análise do uso das fibras do pseudocaule da bananeira em misturas asfálticas SMA*. 2017. Dissertação (Mestrado). UFCG, Campina Grande.

- CUNHA, M. B. Avaliação do método Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas. Dissertação (Mestrado). USP, São Carlos. 2004.
- CUNHA, E. P. *Estudo de misturas asfálticas com o dynamic shear test para determinação do flow number shear*. 2019. Dissertação. UFCG.
- 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.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; LEE, H. J. Effects of aging on viscoelastic properties of asphalt-aggregate mixtures. *Transportation Research Record*, n. 1630, p. 21-7, 1998.
- DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. Fatigue of Bituminous Mixtures. *Materials and Structures*, v. 37, p. 202–216, 2004.
- DI BENEDETTO, H.; PARTL, M.N.; FRANCKEN, L.; DE LA ROCHE, C. Stiffness testing for bituminous mixtures. *Materials and Structures*, v. 34, p. 66-70, 2001.
- 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. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro: DNER, 1996.
- \_\_\_\_\_. DNER ME 078/94: *agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 043/95: *misturas betuminosas a quente: ensaio Marshall para misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1995.
- \_\_\_\_\_. ME 383: *misturas betuminosas: desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero: ensaio Cântabro*. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 135/2018-ME. *Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas*. Determinação do módulo de resiliência.
- \_\_\_\_\_. 031/2006 – ES. *concreto asfáltico: especificação de serviço*. Rio de Janeiro, RJ, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 136/2018-ME. *Pavimentação asfáltica – determinação da resistência à tração por compressão diametral*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 178/2018-PRO. *Pavimentação asfáltica – preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – procedimento*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 179/2018-IE. *Pavimentação – solos – determinação da deformação permanente – instrução de ensaio*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 180/2018-ME. *Pavimentação – misturas asfálticas – determinação do dano por umidade induzida*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 183/2018-ME. *Pavimentação asfáltica – ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 184/2018-ME. *Pavimentação – misturas asfálticas – ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 415-ME. *Pavimentação – mistura asfáltica – teor de vazios de agregados miúdos não compactados*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 416/2019-ME. *Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação do módulo dinâmico*.

- \_\_\_\_\_. DNIT 426/2020-IE. *Pavimentação – misturas asfálticas – determinação dos parâmetros CDI e TDI*.
- 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.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Compatibility of a test for moisture-induced damage with Superpave volumetric mix design. *NCHRP Report*, n. 444, Washington, D.C., 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.
- FENGLER, R. Z. *et al.* Impact of the addition of Trinidad Lake asphalt (TLA) on the rheological and mechanical behavior of an asphalt binder. *In: Isap 2018 Conference*, 2018, Fortaleza.
- 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*. 1995. Tese (Doutorado). University of Maryland, Maryland.
- 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.
- FREIRE, R. A.; CASTELO-BRANCO, V. T. F.; VASCONCELOS, K. L. Avaliação da resistência ao trincamento de misturas asfálticas compostas por agregados miúdos com diferentes tamanhos máximos nominais. *Transportes*, v. 22, n. 3, 2014.
- FREITAS, F.A.C. A theoretical and experimental technique to measure fracture properties in viscoelastic solids. 2007.
- FRITZEN, M. A. Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis. Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ. 2005.
- FRITZEN, M.A. Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão de dano por fadiga em pavimentos asfálticos. Tese (Doutorado). COPPE/UFRJ. 2016.
- GASPAR, M. S. *et al.* Influência do tipo de ligante no projeto de misturas asfálticas finas e delgadas. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 45., Brasília, 2016.
- GENNESSEAU, M. M. L. *Avaliação da durabilidade de misturas asfálticas a quente e mornas contendo material asfáltico fresado*. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Escola Politécnica. USP.
- GHUZLAN, K. A.; CARPENTER, S. H. *Energy-derived, damage-based failure criterion for fatigue testing*. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2000.
- GIBSON, N. H. *et al.* Multiaxial strain response of asphalt concrete measured during flow number simple performance test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 78, p. 25-66, 2009.
- GODOI, L. C. *Aplicação do ensaio de flexão em amostra semicircular para avaliação de trincamento de misturas asfálticas*. 2017. Dissertação. UFRGS.



- \_\_\_\_\_ *et al.* Utilização do ensaio de flexão sobre amostra semicircular para avaliação da propagação do trincamento em misturas com diferentes ligantes. *Transportes*, Rio de Janeiro, v. 27, p. 159-171, 2019.
- GOECKS, P. *et al.* Avaliação e calibração de metodologias empíricas de previsão do módulo dinâmico de misturas asfálticas típicas brasileiras. *In: Anpet*, 31., 2017.
- GONÇALVES, F. J. P. *Estudo do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados*. 2002. Tese (Doutorado). UFRGS, Porto Alegre.
- 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.
- GOUVEIA, B. C. S. *et al.* Calibration and verification of empirical models to predict the dynamic modulus of Brazilian asphalt concrete mixtures. *In: Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB)*, 97., Washington, D.C., 2018.
- \_\_\_\_\_ *et al.* *Calibration and validation of empirical models to predict the dynamic modulus of Brazilian asphalt concrete mixtures*. 2018.
- GUDMARSSON, A.; RYDEN, N.; BIRGISSON, B. Observed deviations from isotropic linear viscoelastic behavior of asphalt concrete through modal testing. *Construction and Building Materials*, v. 66, p. 63-71, 2014.
- HARTMANN, D. A. *Um gerador de amostras virtuais de misturas asfálticas: desenvolvimento e aplicabilidade em simulações de deformabilidade microestrutural*. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa. Coppe/UFRJ.
- 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.
- HIRSCH, F. *Avaliação das propriedades de fratura de misturas asfálticas através de ensaio de tração em disco circular com fenda*. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coppe/UFRJ.
- 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, B.; SHU, X.; LI, G. Laboratory investigation of Portland cement concrete containing recycled asphalt pavements. *Cement and Concrete Research*, v. 35, p. 2008-2013, 2005.
- HUANG, B. , SHU, X. , and LI, G. Laboratory Investigation of Portland Cement Concrete Containing Recycled Asphalt Pavements. *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, 2005, pp. 2008–2013.
- HUANG, Y. H. *Pavement analysis and design*. Englewood-Cliffs: Prentice-Hall, 1993.
- HUSSAN, S. *et al.* Modelling asphalt pavement analyzer rut depth using different statistical techniques. *Materials and Pavement Design*, v. 21, p. 117-142, 2020.
- HVEEM, F. N. Pavement deflection and fatigue failures. *Bulletim 114*, p. 43-87, 1955.
- KEYLA, J. H. *Estudo do comportamento do concreto asfáltico modificado pelo polímero EVA no módulo complexo e na fadiga*. 2012. 205f. Dissertação. UFSC, Florianópolis.

- KIM, D. Modulus and Permanent Deformation Characterization of Asphalt Mixtures and Pavements. North Carolina State University. Raleigh, North Carolina, 2015.
- 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.
- \_\_\_\_\_; LEE, Y.C. Interrelationships among stiffnesses of asphalt-aggregate mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 64, p. 575-609, 1995.
- \_\_\_\_\_; 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.
- \_\_\_\_\_; WEN, H. Fracture energy from indirect tension testing. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 71, p. 779-793, 2002.
- KLINSKY, L. M. G. ; FARIA, V. ; FRANCA, W. G. ; TICIANELLI, M. B. ; MOTTA, R. S. ; BERNUCCI, L.L.B. . Propriedades mecânicas de misturas asfálticas tipo GAP Graded com asfalto borraça e aditivos mornos surfactantes. In: 43ª RAPAv Reunião Anual de Pavimentação, 2014, Maceió - AL. Reunião Anual de Pavimentação e ENACOR, 2014.
- LAMA, R. D.; VUTUKURI, V. S. *Handbook on mechanical properties of rock*. Transportation Technology Publication, v. 1, 1978.
- LEE, H. J.; KIM, Y. R. Viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, n. 1, p. 32-40, 1998.
- LIMA, M. S. S. *Avaliação do emprego de lama vermelha no desempenho à deformação permanente de misturas asfálticas a quente*. 2015. Dissertação. UFSC.
- \_\_\_\_\_; THIVES, L. P. Mechanical feasibility of using red mud as filler in asphalt mixtures to improve permanent deformation. *Transportes*, ISSN: 2237-1346. Special Issue Isap2018, v. 28, n. 2.
- \_\_\_\_\_ *et al.* The influence of alternative fillers on the adhesive properties of mastics fabricated with red mud. *Materials*, n. 13, p. 484, 2020. DOI: 10.3390/ma13020484.
- LITTLE, D. N. *et al.* An analysis of the mechanism of microdamage healing based on the application of micromechanics first principles of fracture and healing. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 68, 1999.
- LOPES, M. *et al.* Incorporação de elevado percentual (50%) de material asfáltico fresado a misturas asfálticas mornas. In: Congresso Ibero Latino-americano del Asfalto, 18., Bariloche, 2015.
- LOUREIRO, T. G. *Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas*. 2003. 100f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.
- LOVE, A. E. H. *A treatise on the mathematical theory of elasticity*. 4. ed. New York: Dover, 1944.
- LUCAS JÚNIOR, J. L. O. *Influência da adesividade agregado-ligante no trincamento por fadiga de misturas asfálticas*. 2018.
- LUONG, M. P. Tensile and shear strengths of concrete and rock. *Engineering Fracture Mechanics*, v. 35, n. 1/2/3, 1990.

- MAGALHÃES, S. Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho. 2004. 197f. Dissertação (Mestrado). UFRJ.
- MAIA, I. G. *Estudo comparativo do ensaio de fratura de disco chanfrado e da fadiga a compressão diametral de misturas asfálticas*. 2011. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- MAMLOUK, S. M.; SAROFIM, R. T. *Modulus of asphalt mixtures: an unresolved dilemma*. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 1988.
- MANDEL, J. *Cours de mécanique des milieux continus*. Tome II: mécanique des solides. Paris: Gauthier-Villars Editeur, 1966.
- MANGIAFICO, S. *et al.* Nonlinearity of bituminous mixtures. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, v. 22, n. 1, p. 29-49, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1007/s11043-017-9350-3>.
- MANGIAFICO, S. Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends. 2014. Tese (Doutorado). Universidade de Lyon (ENTPE), Lyon, 2014.
- MARCON, M. F. *Estudo e comparação do desempenho mecânico e reológico entre concretos asfálticos modificados por polímero SBS, borracha moída de pneu e nanomateriais*. 2016. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFSC, Florianópolis.
- MARQUES, G. L. O.; 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.
- \_\_\_\_\_. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. 2004. 480f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- MASCARENHAS, Z. *et al.* Dosagem de mistura do tipo large stone asphalt mixture pelo compactador giratório Superpave. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 30., 2016.
- MATEOS, A.; SOARES, J. B. Validation of a dynamic modulus predictive equation on the basis of Spanish asphalt concrete mixtures. *Materiales de Construcción*, v. 35, n. 317, p. 1-11, 2015.
- MEDINA, J. *Fundamentos da mecânica dos pavimentos*. Tese de professor emérito. 1988.
- \_\_\_\_\_. *Mecânica dos pavimentos*. 1. ed. Rio de Janeiro: Coppe/UFRJ, 1997. 380p.
- \_\_\_\_\_. *et al.* 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, p. 56-63, 1992.
- \_\_\_\_\_.; MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 2015.
- MELO, J. V. S. *Desenvolvimento e estudo do comportamento reológico e desempenho mecânico de concretos asfálticos modificados com nanocompósitos*. 2014. Tese (Doutorado). UFSC, Florianópolis. p. 414.
- MERIGHI, J. V. Estudo da Deformação Permanente de Misturas Asfálticas em Ensaio de Laboratório. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP, Brasil. 1999.

- MEURER FILHO, E. *Estudo de granulometria para concretos asfálticos drenantes*. 2001. 163f. Dissertação (Mestrado). UFSC, Florianópolis.
- MOLENAAR, A. A. A. *et al.* Semi circular bending test; simple but useful? *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 71, p. 794-815, 2002.
- MOMM, L. Máquina de ensaio de fadiga a deformação controlada em modo contínuo. *In: Cila – Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto*. San José de Costa Rica: [s.n.], 2005.
- MONTESTRUQUE, G. E. V.; BERNUCCI, L. B. *Semi circular bending test na determinação de propriedades à fratura de misturas asfálticas*. Laboratório de Tecnologia de Pavimentação, Escola Politécnica. USP, 2010.
- MORENO-NAVARRO, F.; AYAR, P.; SOL-SÁNCHEZ, M.; RUBIO-GÁMEZ, M. C. Exploring the recovery of fatigue damage in bituminous mixtures at macro-crack level: the influence of temperature, time, and external loads. *Road Materials and Pavement Design*, v. 18, p. 293–303, 2017.
- MORENO-NAVARRO, F.; SOL-SÁNCHEZ, M.; RUBIO-GÁMEZ, M. C. Exploring the recovery of fatigue damage in bituminous mixtures: the role of healing. *Road Materials and Pavement Design*, v. 16, v. 1, p. 75–89, 2015.
- MOTTA, L. M. G. *et al* (1996) “O Ensaio de CREEP Estático e Dinâmico na Avaliação das Misturas Asfálticas”. 30ª RAPv, pp115-135, Salvador – BA.
- MOTTA, L. M. G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. 1991. 366f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- MOTTA, R. S. *Estudo de Misturas Asfálticas Mornas em Revestimentos de Pavimentos para Redução de Emissão de Poluentes e de Consumo Energético*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da USP. 2011.
- MOTTA, R. S.; BERNUCCI, L. L. B. ; FARIA, V. ; SOUZA, D. R. ; LEAL, J. F. . *Estudo de mistura asfáltica morna como revestimento de pavimento: Aplicação na Rodovia Presidente Dutra*. *In: 7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões*, Foz do Iguaçu. 2011.
- MOUNIER, D.; DI BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C. Determination of bituminous mixtures linear properties using ultrasonic wave propagation. *Construction and Building Materials*, v. 36, p. 638-647, 2012.
- MOURA, E. *Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas*. 2001. 122f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- NASCIMENTO, L. *et al.* 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.
- NASCIMENTO, L. A. H.; CHACUR, M.; LEITE, L. F. M. Uso do compactador giratório na previsão do desempenho de misturas asfálticas. *In: Encontro de Asfalto IBP*, 19., *Anais...* Rio de Janeiro, RJ, 2008.
- \_\_\_\_\_. *Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt mixture and pavement analysis in Brazil*. 2015. Tese (Doutorado). North Carolina State University.

- NCHRP – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. *Transportation Research Board* n. 285, USA, 2004.
- NEVES FILHO, C. L. D. Avaliação laboratorial de misturas asfálticas SMA produzidas por ligante asfalto-borracha. Dissertação (Mestrado). USP/São Carlos. 2004.
- NEVES FILHO, C. L. D.; BERNUCCI, L. L. B.; FERNANDES JUNIOR, J. L. Avaliação de misturas asfálticas SMA produzidas com ligante asfalto-borracha quanto à deformação permanente. In: ANPET/CNT. (Orgs.). *Transporte em transformação IX*. 1ed., Brasília: CNT, v. 9, p. 81-99, 2005.
- NLT 362: *Efecto del agua sobre la cohesión de mezclas bituminosas de granulometría abierta, mediante ensayo cántabro de pérdida por desgaste*. España, 1992.
- NUNES, L. C. Fadiga de misturas asfálticas descontínuas com asfalto borracha de 4ª geração. Dissertação (Mestrado). UnB. 2017.
- OLIVEIRA, C. G. M. *Estudo de propriedades mecânicas e hidráulicas do concreto asfáltico drenante*. 2003. 87f. Dissertação (Mestrado). UnB, Brasília.
- ONOFRE, F. C. et al. Correlação entre variáveis de densificação do compactador giratório e resistência à deformação permanente de misturas asfálticas convencionais e com resíduos. *Transportes*, v. 19, n. 1, 2011. ISSN: 2237-1346.
- OTTO, G. G. *Misturas asfálticas mornas – verificação da fadiga e do módulo complexo*. 2009. Dissertação (Mestrado). UFSC, Florianópolis.
- PACHECO, L. M. *Análise paramétrica da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas*. 2014. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- 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.
- PARIS, P.; ERDOGAN, F. A critical analysis of crack propagation laws. *J. Basic Eng.*, p. 528-533, 1963.
- 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.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; SCHAPERY, 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.
- PAZOS, A. G.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. Efeitos de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas. In: RAPv – Reunião Anual de Pavimentação, 44., Foz do Iguaçu, 2015.
- PEREIRA, M. M. L. *Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimento*. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP.
- PÉREZ, J. S. L. *Avaliação do desempenho de pavimentos flexíveis dos segmentos monitorados de Urubici e Itapoá*. 2016. Dissertação. UFSC.
- 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. 478f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- 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.
- QUINTERO, C. F. Q. *Estudo de misturas asfálticas com ligantes de consistência elevada – formulação e comportamento mecânico*. 2011. 219f. Dissertação (Mestrado). UFSC. Florianópolis.
- QUINTERO, Q. C. F. *et al.* Effect of asphalt binder hardness and temperature on fatigue life and complex modulus of hot mixes. *Construction and Building Materials*, v. 114, p. 755-762, 2016.
- \_\_\_\_\_ *et al.* Formulación y aplicación de mezclas grava-bitumen para capas bituminosas espesas. *Asfaltos y Pavimentos*, v. 13, p. 29-39, 2012.
- RABELO, K.R.; SANTOS, T.C.; OLIVEIRA, L.M.G.; BABADOPULOS, L.F.A.L.; SOARES, J.B.; Determinação do módulo dinâmico de misturas asfálticas por meio de testes ultrassônicos. *Anais do XXXIV Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET*. Vol. 1, 2.
- RIBAS. *Avaliação da influência do método de compactação na macroestrutura de misturas asfálticas densas utilizando o processamento digital de imagens*. 2016. Dissertação. UFSC.
- ROBERTS, A. *Geotechnology – an introductory text for students and engineers*. Oxford: Pergamon Press, 1977.
- ROBERTS, F. L. *et al.* *Hot mix asphalt*.
- RODRIGUES, R. M. *Estudo do trincamento dos pavimentos*. 1991. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- ROHDE, L.; CERATTI, J.A.P. ; NÚÑEZ, W.P. ; TREICHEL, D. S. . Estudo laboratorial de misturas de módulo elevado para bases de pavimentos. In: 19 encontro de asfalto, 2008, RIO DE JANEIRO. ANAIS DO 19 ENCONTRO DE ASFALTO. RIO DE JANEIRO -RJ: IBP, 2008.
- 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.
- RUSHING, J. F.; GREG, N. Using the asphalt pavement analyzer as a mixture performance test to select appropriate binder grades for airport pavements. *Journal of Transportation Engineering*, v. 143, n. 3, 2017.
- SÁ, M. F. P. *Contribuição ao estudo da influência do tráfego na infraestrutura viária com misturas asfálticas para corredores de ônibus*. 2003. Tese de D.Sc., Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP/Comissão de Asfalto, 1993.
- SANTOS, I. G. *et al.* Previsão do módulo dinâmico de misturas asfálticas do Rio de Janeiro e Ceará a partir de modelos empíricos. In: Anpet, 34., 2020, evento digital.
- SANTOS, I. G.; HARTMANN, D. A.; ARAGÃO, F. T. S. Previsão do módulo dinâmico de misturas asfálticas brasileiras a partir de um modelo computacional microestrutural. In: Congresso Ibero Latinoamericano del Asfalto, 20., Guadalajara, 2019.
- SANTOS, G. P. P. Um estudo sobre a utilização da escória de ferro níquel em pavimento rodoviário. 2013. Dissertação. IME.
- SCHAPERLY, R. A. On the characterization of nonlinear viscoelastic materials. *Polymer Engineering and Science*, v. 9, p. 295-310, 1969.

- \_\_\_\_\_. 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, D.C., 1994.
- SILVA, A. H. M. et al. Estudo comparativo entre misturas asfálticas recicladas a frio com emulsão modificada por SBS e com emulsão convencional. In: RAPV – Reunião Anual de Pavimentação, 40., Rio de Janeiro, 2010.
- SILVA, P. B. *Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP.
- SILVEIRA, M. A. *Estudo de adição de polímero em areia-asfalto a frio*. 1999. 103f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos USP, São Carlos.
- SKOK, E.; JOHNSON, E.; TURK, E. *Asphalt pavement analyzer (APA) evaluation*. Minnesota University. MN/RC 2003-02.
- SOARES, J. B. Reflexões sobre um programa de pesquisa científica para a infraestrutura viária do Brasil. *Transportes*, v. 28, n. 5, 2020. DOI: <https://doi.org/10.14295/transportes.v28i5.2174>.
- SOLAMANIAN, M. et al. *Test method to predict moisture sensitivity of hot-mix asphalt pavements*. Topic 3. 2004. Disponível em: [http://trb.org/publications/conf/reports/moisture/03\\_TOP3.pdf](http://trb.org/publications/conf/reports/moisture/03_TOP3.pdf). Acesso em: 1 ago. 2006.
- SOUSA, L. J. S. *Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas com cimento asfáltico de petróleo modificado com óleo de mamona*. 2012. Dissertação (Mestrado). UFCG, Campina Grande.
- SOUZA, F. V. *Modelo multiescala para análise estrutural de compósitos viscoelásticos suscetíveis ao dano*. 2005. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. UFC.
- \_\_\_\_\_; SOARES, J. B. Previsão do comportamento mecânico de misturas asfálticas a partir dos resultados do ensaio de creep estático. In: CNT/Anpet (Orgs.)/LGE (Ed.). *Transporte em transformação VII – trabalhos vencedores do Prêmio CNT Produção Acadêmica 2002*. Brasília, 2003.
- TAIRA, C.; FABBRI, G. T. P. 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, p. 250-65, 2001.
- TAYEBALI, A. A. et al. 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. et al. 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. et al. Estudo laboratorial e de campo de revestimentos asfálticos preparados com ligantes de diferentes consistência. In: Reunião de Pavimentação Urbana, 17., 2011, Porto Alegre.

- VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B.; CHAVES, J. M. Effect of temperature on the indirect tensile strength test of asphalt mixtures. *In: E&E Euraspalt & Eurobitume Congress*, 5., 2012, Istanbul, Turquia.
- \_\_\_\_\_. *Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias*. 2004. 149f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. UFC.
- 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*, 16., 2003, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Anpet, 2003.
- VILLELA, A. R. A. *Estudo de camadas de base asfálticas de módulo elevado para restauração de rodovias de tráfego muito pesado*. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Camada de base asfáltica de módulo elevado para restauração de rodovias de tráfego pesado: a primeira experiência no Brasil em escala real. *In: Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões*, 7., 2011, Foz do Iguaçu.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Análise de tensões e deformações em estruturas de pavimento com base asfáltica de módulo elevado: estudo paramétrico para projetos de restauração. *In: Reunião Anual de Pavimentação – RAPv*, 41., 2012, Fortaleza.
- VON QUINTUS, H. L. *et al.* 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, p. 67-94, 1974.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. *Principles of pavement design*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.
- ZBOROWSKI, A.; KALOUSH, K. E. Predictive equations to evaluate thermal fracture of asphalt rubber mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, v. 8, n. 4, p. 819-833, 2007. DOI: 10.1080/14680629.2007.9690101.
- 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.



# Materiais das camadas de base, sub-base e reforço do subleito dos pavimentos asfálticos

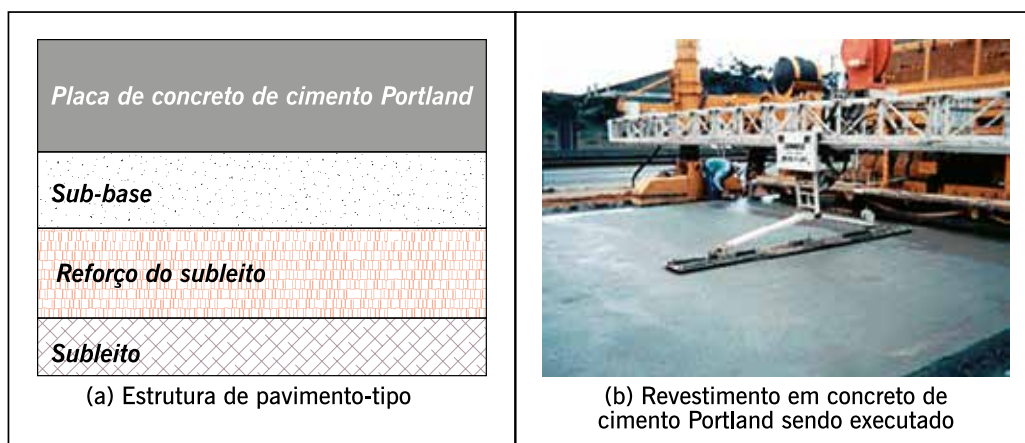
## 7.1 INTRODUÇÃO

As estruturas de pavimentos são sistemas de camadas assentes sobre uma fundação chamada subleito. O comportamento estrutural frente à solicitação de carregamentos repetidos do tráfego e da ação climática depende do material de cada uma das camadas, de suas espessuras, da rigidez destas e do subleito, bem como da interação entre as diferentes camadas do pavimento. A engenharia rodoviária subdivide as estruturas de pavimentos segundo a rigidez do conjunto: em um extremo, têm-se as estruturas rígidas e, no outro, as flexíveis.

Os pavimentos rígidos, em geral associados aos pavimentos de concreto de cimento Portland, são compostos por uma camada superficial de concreto de cimento Portland (em geral placas, armadas ou não), apoiada geralmente sobre uma camada de material granular ou de material estabilizado com cimento (chamada em geral de sub-base), assentada sobre o subleito ou sobre um reforço do subleito quando necessário. A figura 7.1 mostra uma estrutura-tipo de pavimento de concreto de cimento Portland e uma foto de uma execução das placas de concreto de cimento, na qual aparece a vibroacabadora mais ao fundo e o acabamento da superfície sendo realizado, após o qual ainda se executam as ranhuras para melhor aderência pneu-pavimento.

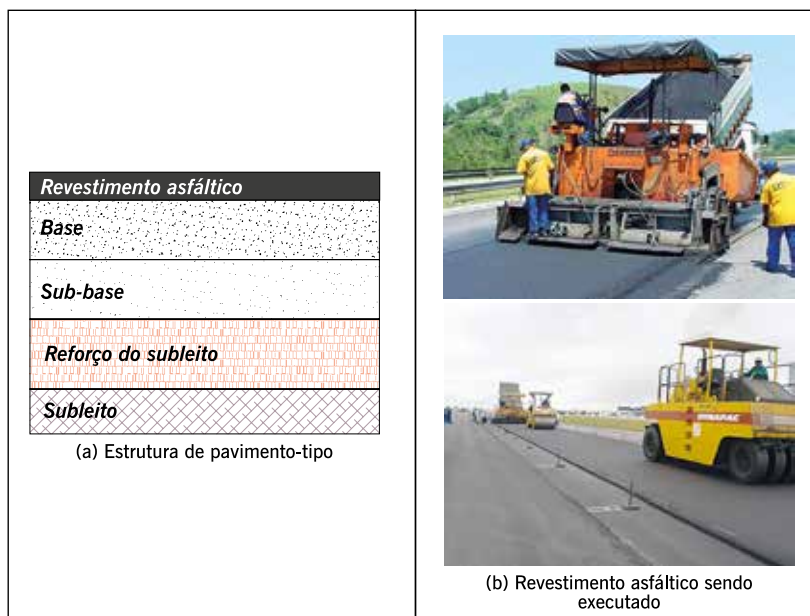
Os pavimentos flexíveis, em geral associados aos pavimentos asfálticos, são compostos por camada superficial asfáltica (revestimento), apoiada sobre camadas de base, de sub-base e de reforço do subleito, constituídas por materiais granulares, solos ou misturas de solos, sem adição de agentes cimentantes ou aglutinadores que elevem a rigidez normalmente verificada em materiais granulares e solos. Dependendo do volume de tráfego, da capacidade de suporte do subleito, da rigidez e espessura das camadas, e condições ambientais, uma ou mais camadas podem ser suprimidas. A figura 7.2 mostra uma estrutura-tipo e a foto de uma execução da camada de revestimento asfáltico.

**Figura 7.1** – Pavimento de concreto de cimento Portland



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 7.2 – Pavimento asfáltico**



Fonte: Elaborada pelos autores.

Os revestimentos das estruturas de pavimento flexível em geral são submetidos a esforços de compressão e de tração devidos à flexão, ficando as demais camadas submetidas principalmente à compressão por serem materiais granulares ou solo.

Em certos casos, uma camada subjacente ao revestimento pode ser composta por materiais estabilizados quimicamente de modo a proporcionar coesão e aumentar sua rigidez, podendo resistir a esforços de tração. Embora possuam coesão, as camadas de solos finos apresentam baixa resistência à tração, diferentemente dos materiais estabilizados quimicamente.

Diversos autores têm empregado a terminologia de pavimentos semirrígidos para aqueles com revestimentos asfálticos que possuam em sua base ou sub-base materiais aglutinados por ligantes hidráulicos, como o cimento e a cal, por exemplo, ou asfálticos, como os ligantes asfálticos convencionais ou modificados e as emulsões. Dependendo da quantidade de aglutinante ou de ligante, essas camadas também são solicitadas à tração. Se as camadas de base estiverem aderidas à camada de revestimento asfáltico, ação garantida pelas imprimações (ver capítulos 2 e 8), os compostos revestimento e base trabalharão como um conjunto único e agrupado. O grau da referida aderência possui impacto na distribuição de tensões do sistema de camadas e, conseqüentemente, no dimensionamento de pavimentos (TORQUATO; SILVA, *et al.*, 2018).

No caso de pavimentos de concreto de cimento Portland, devido à elevada rigidez do revestimento em relação às demais camadas, as cargas de superfície são distribuídas por uma grande área em relação à área de contato pneu-pavimento, aliviando dessa forma as tensões transmitidas às camadas subjacentes. Nos pavimentos asfálticos, a razão da rigidez do revestimento em relação às demais camadas granulares não é tão elevada como no caso do revestimento de concreto de cimento Portland, fazendo com que as tensões sejam compartilhadas entre as diversas camadas, proporcionalmente à rigidez (material e geometria). Nesse caso as cargas de superfície são distribuídas numa área mais restrita.

O pavimento deve ser dimensionado para o tráfego previsto no período de projeto e para as condições climáticas a que estará sujeito. As diferentes camadas devem resistir aos esforços solicitantes e transferi-los, por sua vez, às camadas subjacentes. As tensões e deformações às

quais a estrutura está sujeita dependem principalmente da espessura das camadas e da rigidez dos materiais. Se a estrutura estiver bem projetada para as cargas que atuarão e bem construída, essas cargas gerarão deslocamentos que não provocam ruptura ou deformação excessiva após uma única passada de roda ou algumas poucas solicitações.

As estruturas de pavimento são projetadas para resistirem a numerosas solicitações de carga, dentro do período de projeto, sem que ocorram danos estruturais fora do aceitável e previsto. Os principais danos considerados nos pavimentos asfálticos flexíveis são o acúmulo de deformação permanente nas diferentes camadas e a fadiga do revestimento asfáltico e/ou camadas estabilizadas, resultando em afundamentos de trilha de roda ou mesmo localizados, e trincamento, respectivamente. Para se dimensionar adequadamente uma estrutura de pavimento, deve-se conhecer bem as propriedades dos materiais que a compõem, sua resistência à ruptura, permeabilidade e deformabilidade, frente à repetição de carga e ao efeito do clima.

A mecânica dos pavimentos é a disciplina da engenharia civil que trata dessa forma de entendimento do pavimento como um sistema em camadas no qual devem estar compatibilizadas as tensões e deslocamentos solicitantes com as propriedades dos materiais e espessuras das camadas. Esses conceitos devem ser utilizados no dimensionamento da estrutura e condicionam a escolha dos materiais (MEDINA; MOTTA, 2015).

## **7.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO**

Para os materiais de base, sub-base e reforço do subleito, empregam-se métodos de seleção e de caracterização de propriedades. A seleção é uma etapa preliminar que consiste em averiguar os materiais disponíveis quanto às suas características de natureza para serem empregados na estrutura dos pavimentos. As características de natureza interferem nas propriedades geotécnicas obtidas no estado compactado. De maneira geral, os materiais de pavimentação compactados devem apresentar-se resistentes, pouco deformáveis e com permeabilidade compatível com sua função na estrutura.

Os materiais de base, sub-base e reforço do subleito são basicamente constituídos por agregados, solos e, eventualmente, aditivos como cimento, cal, emulsão asfáltica, entre outros. Importante ressaltar que vêm sendo empregados, cada vez mais, materiais como agregados, fíleres, e mesmo materiais com poder pozolânico, reciclados de diferentes origens, dos próprios pavimentos ou de obras civis diversas (edificações, viadutos, entre outras) e de resíduos industriais de diferentes fontes (escórias, coprodutos da mineração e de termoeletricas, borrachas, plásticos etc.). Deve-se sempre ter em mente que os materiais devem poder sofrer múltiplas reciclagens, ou seja, ciclos de reciclagem devem ser levados em consideração ao longo de décadas de existência dos pavimentos e mesmo um ciclo de desconstrução se necessário. Assim, materiais a serem reciclados devem ser analisados obrigatoriamente do ponto de vista ambiental antes de sua adoção, para não colocar em risco quaisquer fontes renováveis ou seres vivos.

### **7.2.1 Métodos de seleção de materiais para base, sub-base e reforço do subleito**

Para a implantação de uma obra viária, um dos primeiros conhecimentos da disponibilidade e da qualidade dos materiais da região é a utilização de mapas geológicos e pedológicos, ou ainda de mapas geotécnicos que informam sobre os tipos de solos associados às suas propriedades geotécnicas e espessuras das camadas de ocorrência), mas mais raros no Brasil; auxiliam também no reconhecimento inicial fotos aéreas e imagens de satélites. O registro de outras obras

executadas na região e seu histórico de desempenho podem ser muito úteis para um bom planejamento.

Inicialmente deve-se ter em mente que as etapas iniciais de identificação e classificação de materiais feita de forma adequada é imprescindível para um bom projeto de obras de pavimentação. Um erro inicial de identificação, geralmente feito em reconhecimento de campo, pode levar a escolhas inadequadas de materiais ou onerar as obras sem necessidade técnica.

Para os trabalhos iniciais com os materiais devem ser feitas sondagens de reconhecimento e para coleta de amostra do material. A profundidade dos furos de sondagem é em geral de 1,50 metro abaixo do greide de projeto para detectar presença indesejável de lençol freático e possíveis descontinuidades do solo do subleito. Essa profundidade foi fixada levando em conta que as tensões decorrentes da solicitação de carga de rodas são bastante reduzidas nesse ponto. A partir de cerca de 1,50 metro de profundidade, o peso próprio do solo passa a ser mais importante que as cargas de roda do tráfego usual de veículos comerciais em rodovias brasileiras.

Ao ser retirado do furo de sondagem ou pelas observações de suas formações no local, o solo deve ser identificado no campo de maneira a lhe ser dado um nome, associado principalmente à sua textura e às propriedades plásticas. A textura do solo está associada a uma escala granulométrica que pode ser feita visualmente:

- bloco de pedra: pedaço isolado de rocha, que tenha diâmetro superior a 1,0 m;
- matacão: pedaço de rocha que tenha diâmetro nominal compreendido entre 0,25 m e 1,0 m;
- pedra: pedaço de rocha que tenha diâmetro nominal compreendido entre 0,076 m e 0,25 m;
- pedregulho: fração do solo ou rocha cujos grãos passam pela peneira de 3 polegadas (3”), com abertura de malha de 75 mm, e ficam retidos na peneira nº 4, com abertura de malha de 4,75 mm. Na pavimentação são denominados agregados graúdos – ver capítulo 3;
- areia: fração do solo cujas partículas possuam diâmetro entre 0,075 mm (peneira 200) e 4,76 mm (peneira 4). Algumas normas brasileiras trazem a informação que a fração areia possui diâmetros entre 0,075 mm e 2,00 mm (peneira 10) e denominam-se agregados miúdos – ver capítulo 3;
- silte e argila: fração do solo cujas partículas não podem ser individualizadas a olho nu, com diâmetro nominal menor que 0,075 mm (peneira 200). Na pavimentação, no caso de misturas asfálticas, essa fração é denominada fíler (ver capítulo 3).

De forma simplificada, costuma-se dividir os materiais (e solos) em dois grandes grupos: granulares (constituído pela fração areia ou agregado miúdo, pelo pedregulho ou agregado graúdo, e ainda os mais grosseiros) e finos (silte e argila ou fíler no caso de misturas asfálticas). A classificação dos materiais empregada na área rodoviária divide os materiais entre os granulares e os finos, sendo que todos os solos ou materiais que possuam mais de 35% de finos (passantes na peneira 200) são considerados materiais finos visto que a matriz tende a ser de um solo fino, que comanda as propriedades geotécnicas. Assim, após identificação, os materiais são classificados segundo suas propriedades índices – granulometria e plasticidade – que os classificam de modo a relacionar as classes às propriedades geotécnicas esperadas. A relação entre classe e propriedades geotécnicas deve ser biunívoca. Tradicionalmente, no meio rodoviário, tem-se preferência pelos materiais granulares para compor camadas de base, sub-base e reforço do subleito.

Para classificação dos agregados (materiais granulares), emprega-se principalmente a distribuição granulométrica, limitando-se a parcela de finos e sua plasticidade. Para a caracterização

dos agregados (miúdos e graúdos), emprega-se tecnologia tradicional que, além da distribuição granulométrica, caracteriza a resistência, a forma, a textura superficial e a durabilidade dos grãos. Para os materiais constituídos essencialmente de agregados graúdos e de agregados miúdos, prevalecem as propriedades dessas frações granulares. As propriedades e os métodos de caracterização dos materiais granulares foram apresentados no capítulo 3.

Para os materiais granulares com presença de frações mais finas, passantes na peneira nº 200, costuma-se tradicionalmente limitar a porcentagem e a atividade dessas frações de solo para uso como materiais de construção de pavimentos. A limitação dos finos, feita em geral pela plasticidade (empregando os limites de Atterberg, como limite de liquidez e índice de plasticidade), advém do fato que, na tradição rodoviária europeia e norte-americana, na maior parte das vezes esses finos reduzem a permeabilidade dos materiais e sua rigidez, aumentam sua deformabilidade e, principalmente, aumentam a expansão volumétrica em presença de água, o que causa também uma redução da sua resistência. Mas, essas características indesejadas dos finos podem não ser observadas em solos tropicais, cuja natureza, microestrutura e propriedades mecânicas podem diferir substancialmente dos solos finos que ocorrem nas regiões de clima frio e temperado, locais onde a maior parte da tecnologia de pavimentação foi concebida e desenvolvida.

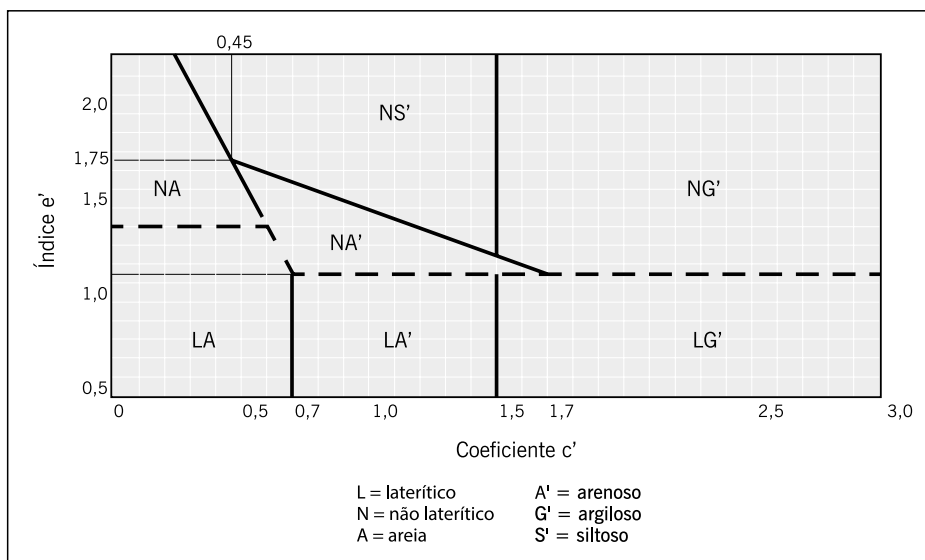
Com o desenvolvimento dos países de clima tropical, notoriamente com a construção de obras geotécnicas de vulto, como estradas, barragens, aterros etc., observou-se uma incongruência entre as propriedades esperadas (propriedades geotécnicas – resistência, deformabilidade e permeabilidade) dos solos finos e as que realmente eles exibiam. Conceitos de geologia e pedologia passaram a ser importantes para a geotecnia no sentido de se compreender o mecanismo diferenciador na formação dos solos existentes nas regiões tropicais e sua influência no comportamento geotécnico. Já em 1947, o professor Milton Vargas, grande geotécnico brasileiro, alertou o professor Casagrande, engenheiro de renome internacional da mecânica dos solos e responsável pela concepção da classificação unificada de solos, do problema da classificação em relação aos solos tropicais lateríticos; propôs uma classe exclusiva de argilas K para as caulínicas, importante argilomineral presente nos solos lateríticos, por estas exibirem comportamento diferenciado dos demais solos.

A prática da engenharia mostrou que as técnicas tradicionais de classificação e hierarquização aplicadas aos solos tropicais lateríticos e saprolíticos eram ineficientes e inadequadas, visto que não inferiam corretamente as propriedades mecânicas. Os professores Job Nogami e Douglas Villibor, engenheiros do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo e professores da Universidade de São Paulo, publicaram em 1981 uma classificação de solos aplicável a solos tropicais para obras viárias. A classificação tem como finalidade principal separar solos de comportamento laterítico (representados pela letra L) daqueles de comportamento não laterítico (representados pela letra N), uma vez que os lateríticos exibem propriedades peculiares como elevada resistência, baixa expansibilidade apesar de serem plásticos, e baixa deformabilidade. A classificação é conhecida por miniatura compactada tropical (MCT) e foi concebida para solos que passam integralmente ou em grande porcentagem na peneira nº 10 (2,00 mm) – Nogami e Villibor (1981, 1995).

A figura 7.3 mostra a classificação de solos tropicais MCT e seus sete grupos, sendo três de comportamento laterítico (L) e quatro de comportamento não laterítico (N), que abrangem os solos residuais saprolíticos e os solos transportados segundo nomenclatura dos engenheiros Nogami e Villibor. A tabela 7.1 mostra as aplicações de cada tipo de grupo de solo na construção viária. Recomendam-se as fontes bibliográficas citadas para a compreensão dos princípios da classificação e dos métodos de ensaio empregados. Ressalta-se que essa classi-

ficação foi concebida para materiais que possuem a maior parte das partículas menores que a peneira nº 10, ou 2 mm de abertura. Os materiais que possuem uma combinação de solos na fração areia ou menor, com agregações lateríticas, britas, cascalhos naturais, resíduos de construção e demolição, entre outros, devem ser analisados em seu conjunto para caracterização adequada, e a parcela “fina”, abaixo da peneira de 2 mm de abertura, pode ser caracterizada pela MCT de maneira a compreender a influência dessa parcela no comportamento do conjunto de materiais.

**Figura 7.3 – Classificação MCT**



Fonte: Nogami; Villibor, 1981.

**TABELA 7.1 – EMPREGO RECOMENDADO DE SOLOS TROPICAIS EM OBRAS VIÁRIAS**

Comportamento	N = não laterítico				L = laterítico		
	NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
<b>Recomendação de utilização em obras viárias</b>							
Base de pavimento de vias de baixo volume de tráfego	NR	4º	NR	NR	2º	1º	3º
Reforço do subleito	4º	5º	NR	NR	2º	1º	3º
Subleito compactado	4º	5º	7º	6º	2º	1º	3º
Corpo de aterro compactado	4º	5º	6º	7º	2º	1º	3º
Camada de proteção à erosão	NR	3º	NR	NR	NR	2º	1º
Revestimento primário	5º	3º	NR	NR	4º	1º	2º
Granulometrias típicas	Argilas Siltos	Areias siltosas	Siltos arenosos	Argilas arenosas Argilas siltosas Siltos argilosos	Areias siltosas	Areias argilosas	Argilas arenosas Argilas siltosas Siltos argilosos
<b>Grupos prováveis das classificações tradicionais de solos</b>							
Classificação unificada de solos	SP	MS	SM	MH	SP	SC	MH
	SM	SC ML	CL ML	CH	SC		ML CH
Classificação rodoviária	A-2	A-	A-4	A-6	A-2	A-2	A-6
		A-4 A-7	A-5 A-7-5	A-7-5 A-7-6			A-7-5
						A-4	

NR: NÃO RECOMENDADO.

Fonte: Modificado de Nogami; Villibor, 1995.

Os materiais de base, sub-base e reforço do subleito serão descritos sucintamente no item 7.3, onde são fornecidos, segundo as especificações vigentes, os requisitos básicos para cada uma das características, respeitadas as especificidades de cada material pela sua natureza e tipo de aplicação.

## **7.2.2 Propriedades mecânicas dos materiais de base, sub-base e reforço do subleito**

Para o dimensionamento de estruturas de pavimentos, utilizam-se no país principalmente dois parâmetros de caracterização mecânica, quais sejam, (i) Índice de Suporte Califórnia (ISC), usado no dimensionamento convencional do DNER (SOUZA, 1979); e (ii) MR, usado na mecânica dos pavimentos e no atual método do DNIT de dimensionamento de pavimentos flexíveis denominado método de dimensionamento nacional (MeDiNa), referindo o nome também ao grande professor Jacques de Medina, precursor da mecânica de pavimentos no Brasil. Os ensaios relativos a esses dois parâmetros são brevemente apresentados a seguir, devendo o leitor buscar mais detalhes na vasta literatura existente, sendo indicados Souza (1980), DNER (1996), Medina e Motta (2015), DNIT (2006), entre muitos outros.

### **Índice de Suporte Califórnia (California Bearing Ratio)**

O ensaio para a determinação do Índice de Suporte Califórnia, com abreviatura de ISC em português e CBR em inglês, foi concebido no final da década de 1920 para avaliar o potencial de ruptura do subleito, uma vez que era o defeito mais frequentemente observado nas rodovias do estado da Califórnia naquele período (PORTER, 1950). O ensaio foi concebido, portanto, para avaliar a resistência do material frente a deslocamentos significativos, sendo obtida por meio de ensaio penetrométrico em laboratório.

Foram selecionados os melhores materiais granulares de bases de pavimentos com bom desempenho à época da pesquisa de campo californiana e a média de resistência à penetração no ensaio ISC foi estabelecida como sendo o valor de referência ou padrão, equivalente a 100%. Todos os materiais são referenciados por um valor em porcentagem, representando o quão melhor ou pior é sua resistência no ensaio ISC por comparação com aqueles materiais granulares de referência, designados simplificada e de “material padrão”. Assim, podem ser encontrados valores de ISC bem baixos, da ordem de unidades, a valores acima de 100%. A resistência ou capacidade de suporte ISC foi correlacionada empiricamente com o desempenho das estruturas avaliadas no campo levando a um método de dimensionamento de pavimentos que fixa espessuras mínimas da estrutura dependendo do índice de suporte do subleito, de modo a limitar as tensões que nele chegam e, assim, protegê-lo da ruptura. Este método serviu como referencial para o desenvolvimento de outros métodos, como o do Corpo de Engenheiros norte-americano e, mais tarde, o método brasileiro do DNER 1966 (última versão revisada e publicada em 1981, incluída em DNIT, 2006).

A resistência no ensaio ISC é uma resposta que combina indiretamente a coesão com o ângulo de atrito do material. O ISC é expresso em porcentagem, sendo definido como a relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num CP de solo ou material granular e a pressão necessária para produzir a mesma penetração no material padrão referencial. O ensaio ISC, cujo procedimento é regido no Brasil pela norma DNIT 172/2016, consiste, de forma sucinta, nas seguintes etapas:

- moldagem do CP: solo ou material passado na peneira  $\frac{3}{4}$ ", compactado na massa específica e umidade de projeto, em um molde cilíndrico de 150 mm de diâmetro e 125 mm de altura, provido de um anel complementar com 50 mm de altura – figura 7.4(a);
- imersão do CP: imerge-se o cilindro com a amostra compactada dentro, em um depósito cheio d'água, onde permanece durante 4 dias. Durante todo o período de imersão é empregada uma sobrecarga padrão de 10 lb sobre o CP, que corresponde a 2,5 polegadas de espessura de pavimento sobre o material. Fazem-se leituras por meio de um extensômetro, a cada 24 horas, calculando-se a expansão axial do material em relação à altura inicial do CP – figura 7.4(b);
- penetração do CP: retira-se o CP do banho, deixa-se escorrer o excesso de água por cerca de 15 minutos e então o molde com o CP é levado para uma prensa apropriada. A penetração é feita pelo do puncionamento na face superior da amostra por um pistão com aproximadamente 50 mm de diâmetro, sob uma velocidade de penetração de 1,25 mm/min – figura 7.4(c). Anotam-se, ou registram-se no caso de equipamento automatizado, as pressões do pistão e os deslocamentos correspondentes, de forma a possibilitar a plotagem de uma curva pressão-penetração, na qual se definem os valores de pressão correspondentes a 2,54 mm ( $P_{0,1''}$ ) e 5,08 mm ( $P_{0,2''}$ ). Essas curvas de pressão-penetração devem apresentar um primeiro trecho praticamente retilíneo, característico de fase elástica, seguido de um trecho curvo, característico de fase plástica. Inflexão no início da curva tem significado de problemas técnicos no ensaio e essas curvas devem ser corrigidas – sugere-se leitura das referências bibliográficas já mencionadas para esses detalhes de ensaio.

**Figura 7.4 – Etapas do ensaio ISC**



Fonte: Motta, 2005.

O ISC é calculado para as penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm seguindo as expressões:

$$ISC_{0,1''} = \frac{P_{0,1''}}{70} \times 100 \quad (7.1)$$

$$ISC_{0,2''} = \frac{P_{0,2''}}{105} \times 100 \quad (7.2)$$



Onde:

$P_{0,1''}$  = pressão correspondente à penetração de 2,54 mm (ou 0,1") em kgf/cm<sup>2</sup>;

$P_{0,2''}$  = pressão correspondente à penetração de 5,08 mm (ou 0,2") em kgf/cm<sup>2</sup>.

Nas expressões 7.1 e 7.2, os valores 70 e 105 correspondem, respectivamente, aos valores de pressão padrão do material de referência à penetração de 0,1" e 0,2". O ISC é o maior valor entre os dois calculados  $ISC_{0,1''}$  e  $ISC_{0,2''}$ .

## Comentários

Solos que apresentam valores significativos de expansão sofrem deformações consideráveis ao serem solicitados. Costuma-se estipular que o valor máximo aceitável de expansão do subleito seja de 2%, medida axialmente, no ensaio ISC; em casos em que a expansão supere esse valor, em geral sugere-se troca de solo, ou estabilização do mesmo com cimento ou cal, ou ainda a colocação de uma camada de material pétreo na dimensão de pedras (acima de 60 mm), conhecida popularmente como rachão, para aumento do valor de suporte. Para materiais de reforço do subleito, estipula-se em geral 1% como o valor máximo admissível de expansão axial e 0,5% para bases e sub-bases. Deve-se realçar que há uma tendência de aumento de ISC com a diminuição da expansão axial, porém não há uma boa correlação entre esses parâmetros. Por esse motivo a expansão é empregada como fator limitante independentemente do valor ISC.

É desejável a utilização em pavimentos de um material que não perca consideravelmente sua resistência quando entra em contato com a água. Em outras palavras, é desejável que a diferença entre a capacidade de suporte antes da imersão em água e a obtida após imersão em água seja pequena ou muito reduzida.

A condição de "saturação" simulada após 4 dias de imersão em água pode ser excessivamente conservadora para certas situações. Em algumas condições climáticas e hidrológicas brasileiras, os materiais trabalham em umidade de "equilíbrio" abaixo da umidade ótima de compactação (SOUZA *et al.*, 1977; RICCI *et al.*, 1983; NOGAMI; VILLIBOR, 1995; CAMACHO, 2002). Nessas situações é interessante executar-se o ensaio ISC como originalmente concebido e também sem a etapa de imersão, com a finalidade de se comparar valores de ISC, propiciando uma melhor análise de valores a se utilizar em projetos ou avaliar riscos.

O ensaio ISC pode ser realizado com uma amostra retirada da camada, denominada de "in-deformada" (ou nas condições de estado de campo), introduzindo-a dentro do cilindro de ISC. É um ensaio delicado e pode provocar alterações indesejáveis e pouco representativas no CP.

É interessante realçar que o ISC obtido em laboratório pode não corresponder ao de campo devido a vários fatores como: diferença na sobrecarga, não disponibilidade de água em excesso por tanto tempo; perda de umidade dos materiais principalmente de solos etc. Há materiais cuja resistência é bastante dependente da sobrecarga, tal como sua expansão.

Os ensaios penetrométricos consistem na forma mais simplificada de avaliar resistência *in situ*; ensaios com cone sul-africano ou penetrômetro dinâmico de cone *dynamic cone penetrometer* (DCP) foram utilizados na pavimentação e empregados como forma de avaliar a resistência e em correlações com o ISC (KLEYN, 1975; RÖHM, 1984; LIVNEH, 1989; TRICHÊS; CARDOSO, 1999). Na atualidade, tem sido crescente a utilização de ensaios não destrutivos em pista, evitando a retirada de materiais ou procedimentos detalhados e lentos de campo (ver capítulo 10).

Nos Estados Unidos, o ISC foi sendo progressivamente substituído pelo MR, tendo sido este último adotado definitivamente em 1986 para dimensionamento de pavimentos asfálticos pelo guia de projeto de dimensionamento norte-americano da American Association of State

Highway and Transportation Officials (AASHTO). No Brasil, devido à facilidade e baixo custo de equipamentos ISC, é um ensaio ainda muito popular. No entanto, ressalta-se que o modo de ruptura e as condições de deformabilidade implícitas ao ensaio não correspondem ao estado de tensões atuante num pavimento e deve-se levar isso em consideração quando se adota esse ensaio em dimensionamento de pavimentos.

Tem-se empregado de forma crescente no país o MR de materiais com o objetivo de utilização de métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento de pavimentos. Esse ensaio é abordado no próximo subitem de forma sucinta. Também, no mesmo equipamento triaxial, são realizados os ensaios de deformação permanente que complementam a avaliação das características dos subleitos e dos materiais geotécnicos selecionados para as camadas do pavimento.

### **Módulo de resiliência**

Uma nova forma de caracterizar o comportamento dos materiais de pavimentação foi concebida há muitos anos, visando substituir o ensaio ISC. Essa nova forma considera a teoria da elasticidade e a necessidade de se definir um módulo de elasticidade para cada material, permitindo assim o cálculo de tensões e deformações nas estruturas dos pavimentos asfálticos. Porém, era preciso considerar um ensaio que levasse em conta também as cargas cíclicas do tráfego, que correspondem a tempos de aplicação de carga muito baixos e intervalos entre os ciclos de carregamento. Assim surgiram, na década de 1960, os ensaios triaxiais de carga repetida e o módulo de elasticidade obtido nessas condições foi denominado de MR.

Por definição, MR é a relação entre a tensão-desvio ( $\sigma_d$ ) aplicada repetidamente em uma amostra de solo, e a correspondente deformação vertical recuperável ou resiliente ( $\epsilon_r$ ).

Já o ensaio ISC envolve uma aplicação lenta, por um período de vários minutos, de uma tensão crescente, envolvendo grandes deslocamentos e ruptura. Esse estado de tensões não corresponde ao efeito da ação de cargas transientes, que se repetem sobre os materiais da estrutura de um pavimento, aplicadas em geral em frações de segundo, correspondentes a cargas em movimento, com intensidades variadas e com diferentes frequências, proporcionando na maioria das vezes pequenos deslocamentos, substancialmente menores que o de 0,1 polegada empregado no ISC. Solos com mesmo ISC podem apresentar comportamentos diferentes pela ação de cargas repetidas; assim, as correlações entre o ISC e o desempenho do pavimento são apenas aproximadas (SEED *et al.*, 1955). Não se recomenda o uso de relações genéricas entre ISC e MR, dado que são relações que dependem intrinsecamente da natureza e estado dos materiais. O uso dessas relações simplistas pode levar a erros no dimensionamento indesejáveis, ora superdimensionando ou subdimensionando as estruturas de pavimentos.

Devido à importância dos trincamentos e das rupturas por cargas repetidas, em 1938, o laboratório do Departamento de Transportes da Califórnia iniciou uma série de medidas em campo dos deslocamentos verticais dos pavimentos causados pela ação da passagem rápida de cargas de rodas. Essas medidas foram realizadas por meio de aparelhos elétricos colocados dentro dos pavimentos. Esse tipo de deslocamento vertical passou a ser denominado de deflexão – ver capítulo 10. A deflexão é um termo aplicado para movimentos verticais transientes, quando o pavimento está sujeito à carga de rodas (HVEEM, 1955). Cessada a ação da carga, a deflexão do pavimento é recuperada rapidamente. O material responde a uma dada solicitação com um deslocamento. Parcela desse deslocamento é permanente, não recuperável, e parcela é resiliente, recuperável quando cessa a ação da solicitação.

Para a medida em laboratório do efeito da aplicação de cargas repetidas nos materiais, Hveem desenvolveu uma primeira versão de equipamento em 1946 (HVEEM, 1955). Seed e Fead desenvolveram na década de 1950 um equipamento triaxial dinâmico, que serviu de modelo para

os atuais (MONISMITH *et al.*, 1967). Observe-se que o princípio geotécnico do ensaio de MR se manteve por décadas, e o que contribuiu definitivamente para seu avanço foi a engenharia eletrônica, com automação e controle, empregando equipamentos capazes de realizar medições precisas de pequenos deslocamentos, com bom controle de magnitude da carga, tipo de onda de aplicação e frequências, bem como capacidade de registrar e processar todos os dados coletados. No Brasil o primeiro triaxial de carga repetida foi desenvolvido e implantado na Coppe/UFRJ e os primeiros resultados estão apresentados na dissertação de Preussler (1978).

Para a medida em campo da deflexão, grande simplificação foi alcançada com a concepção de uma viga articulada capaz de medir deslocamentos verticais da ordem de centésimos de milímetro por Benkelman, em 1953, durante a operação da pista experimental da Western Association of State Highway Officials (WASHO, BENKELMAN *et al.*, 1962; HVEEM *et al.*, 1963) – ver capítulo 10. Atualmente, existem equipamentos de campo modernos, dinâmicos e rápidos, que melhor simulam a passagem de cargas de rodas, medindo, por impulso ou por propagação de ondas, as deflexões, em vários pontos da bacia de deformações. Esses equipamentos também estão apresentados no capítulo 10.

O método de dimensionamento de pavimentos norte-americano estabelecido pela AASHTO na versão de 1986 (com revisão em 1993) substituiu o ISC pelo MR do subleito na expressão do dimensionamento e também considerou esse parâmetro no cálculo dos coeficientes estruturais dos materiais asfálticos. Com isso, o MR foi reconhecido como de grande importância no dimensionamento de estruturas de pavimentos asfálticos. A recomendação de substituir o ISC e outros valores de resistência de materiais pelo MR foi baseada nas seguintes razões:

- o MR indica uma propriedade básica do material que pode ser utilizada na análise mecânica de sistemas de múltiplas camadas;
- o MR é um método aceito internacionalmente para caracterizar materiais para o projeto de pavimentos e para sua avaliação de desempenho;
- há técnicas disponíveis para estimar o MR em campo com ensaios rápidos e não destrutivos, o que facilita a uniformização entre os procedimentos de dimensionamento de pavimentos novos e de reforço de pavimentos antigos.

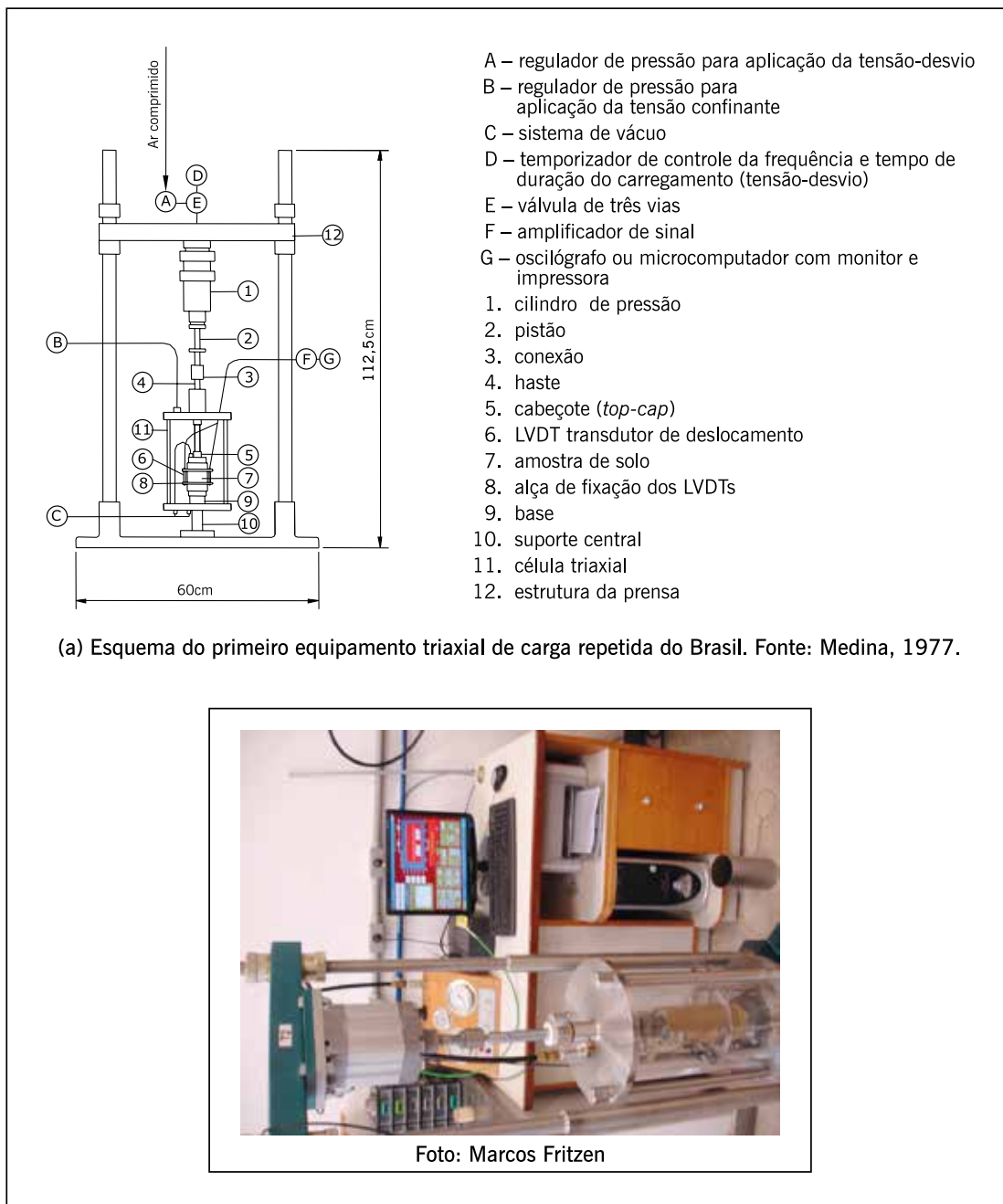
Para a determinação do módulo de resiliência de materiais de pavimentação, têm-se utilizado equipamentos de carga repetida em laboratório. A figura 7.5 mostra um exemplo de equipamento triaxial de cargas repetidas e um desenho esquemático da montagem do CP dentro da célula triaxial. Na figura 7.5(a) mostra-se um esquema do equipamento e seus componentes principais conforme usado em alguns laboratórios do país. Este ensaio é executado desde 1977 na Coppe/UFRJ, que junto com o IPR/DNER implantou a tecnologia dos ensaios de carga repetida para obtenção do MR de solos e materiais de pavimentação no país (MEDINA, 1997). Atualmente dezenas de laboratórios realizam este ensaio no Brasil e há fabricantes de equipamentos nacionais. A figura 7.5(b) mostra um exemplo de equipamento de medição de MR.

O material a ser ensaiado é compactado nas condições de estado representativas do projeto e da obra. Deve-se estar atento que o MR pode ser bastante sensível à alteração de umidade, principalmente em solos com finos, uma vez que as tensões de sucção (tensão negativa na água presente nos poros dos solos mais finos) podem ser consideráveis quando estes perdem umidade por secagem após compactação. Nessas condições, o MR pode aumentar consideravelmente com a redução da umidade. Da mesma forma, deve-se observar a influência de um aumento de umidade após a compactação que possa aumentar a deformabilidade, reduzindo consideravelmente o MR. Tem-se empregado normalmente CPs compactados, de 100 mm de

diâmetro e 200 mm de altura para solo, misturas solo-agregado entre outras, preservando-se a relação da altura ser pelo menos de duas vezes seu diâmetro.

Para algumas britas graduadas simples ou tratadas com cimento ou ainda solo-brita-cimento, dependendo do diâmetro máximo dos agregados, devem ser usados CPs de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura. Emprega-se em geral a relação do diâmetro do CP ser pelo menos cinco vezes maior que o diâmetro máximo do agregado.

**Figura 7.5** – Exemplo de equipamento de ensaio triaxial de carga repetida



Fonte: Elaborada pelos autores.

A aplicação de carga é semissenoidal por se aproximar da forma de carregamento correspondente à passagem de roda. O tempo de duração de aplicação total de carga é de 0,1 segundo e o repouso de 0,9 segundo. São utilizadas diferentes tensões de confinamento  $\sigma_3$ , dadas por

pressão de ar dentro da célula, e tensões solicitantes  $\sigma_1$ , aplicadas verticalmente e medidas por célula de carga. A primeira norma brasileira desse ensaio foi feita pelo DNER em 1986, depois atualizada algumas vezes. A norma brasileira atual do DNIT traz o detalhamento das tensões aplicadas, bem como de toda a série de ciclos que deve ser seguida (DNIT ME 134/2018).

A figura 7.6(a) mostra de forma esquemática as tensões aplicadas ao CP no carregamento; no repouso, restam apenas as tensões de confinamento, sendo retirada a tensão-desvio  $\sigma_d$ , que é a diferença entre as tensões principais maior e menor, respectivamente representadas por  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Uma combinação variada de tensões é normalmente aplicada. A figura 7.6(b) representa os deslocamentos do CP durante ciclos de repetição de carga. Uma parcela é deslocamento recuperável e a outra é acumulada ou permanente. É desejável que os deslocamentos permanentes sejam de pequena magnitude. Os deslocamentos são medidos por transdutores mecânicos eletromagnéticos (*linear variable differential transducers*, LVDT), ao longo de uma determinada altura ou espessura (L) do CP.

MR em MPa é o módulo elástico obtido em ensaio triaxial de carga repetida cuja definição é dada pela expressão:

$$MR = \sigma_d / \varepsilon_r \quad (7.3)$$

Onde:

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 =$  tensão desvio aplicada repetidamente no eixo axial, conforme indicado na figura 7.6, MPa;

$\sigma_1 =$  tensão principal maior, MPa;

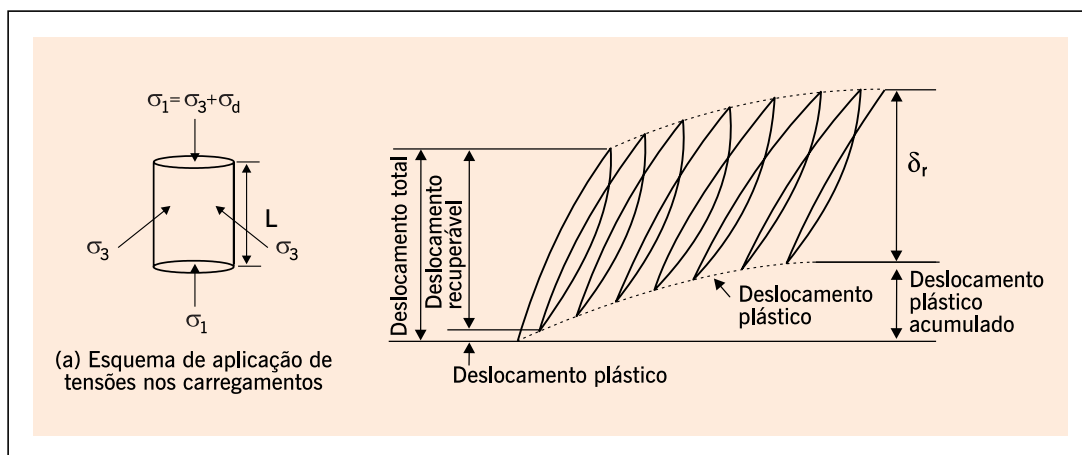
$\sigma_3 =$  tensão principal menor ou tensão de confinamento, MPa;

$\varepsilon_r =$  deformação específica axial resiliente (recuperável), mm/mm;

Sendo:

$\varepsilon_r = \delta_r / L$ , ou seja, deslocamento recuperável ( $\delta_r$ ) pela altura ou espessura (L) do CP submetido às tensões.

**Figura 7.6** – Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida



Fonte: Elaborada pelos autores.

O MR é usado como entrada de dados para o cálculo de tensões e deformações nos diferentes pontos do pavimento. Ressalta-se que os materiais de pavimentação não são puramente elásticos, sendo o uso da teoria da elasticidade uma aproximação. Apesar de dependente do tempo e da história de tensões, o comportamento de alguns materiais de pavimentação pode

ser aproximado como elástico não linear ou seja, a relação não é constante entre magnitude da tensão aplicada e deslocamento derivado dessa tensão. Para os solos coesivos, a deformação resiliente axial depende consideravelmente da tensão-desvio aplicada. O MR varia significativamente para baixas tensões-desvio, diminuindo sensivelmente essa variação para maiores tensões-desvio – figura 7.7. Portanto, o solo coesivo no subleito, onde as tensões advindas das cargas de rodas já estão bastante reduzidas, apresenta o MR significativamente maior que aquele observado se o material fosse empregado como base de pavimento. Embora o solo possa ser homogêneo, o MR aumentará com a profundidade, visto que as tensões-desvio diminuem (SEED *et al.*, 1963).

Observe-se aqui que se refere sempre às tensões-desvio decorrentes das cargas de rodas aplicadas e não do peso próprio do material sobre determinado ponto de análise. Como já foi mencionado anteriormente, as tensões verticais devido ao peso próprio são bastante reduzidas visto que as espessuras de camadas em pavimentos são reduzidas comparadas às outras obras geotécnicas. As tensões devido ao peso próprio e devido às cargas de roda de veículos comerciais começam a se contrabalancear em termos de magnitude apenas a profundidades superiores a cerca de 2 metros. Para os materiais granulares, o módulo de resiliência aumenta com a tensão de confinamento e varia muito pouco com a tensão-desvio – figura 7.7. Assim, as camadas de materiais granulares exibem maior MR quando mais próximas das cargas de roda (bases de pavimentos, por exemplo, onde as tensões de confinamento são elevadas). Claramente, essas camadas granulares não devem estar desconfinadas (expostas diretamente à ação de pneus, ou nas bordas de pavimentos sem proteção). Para níveis mais altos de tensão-desvio e baixas tensões de confinamento, a deformação permanente passa a ser excessiva (SEED *et al.*, 1967; LENTZ; BALADI, 1980).

Além dos comportamentos tipicamente granular e coesivo, há solos que dependem tanto da tensão de confinamento como da tensão-desvio – figura 7.8, classificando-os como de comportamento combinado, ou ainda como solos areno-argilosos (MOTTA *et al.*, 1990).

Observe-se ainda que para os materiais estabilizados com porcentagens significativas de cimento ou cal, devido à cimentação das partículas, o MR tende a ser constante, independente da tensão-desvio e da tensão de confinamento – figura 7.8. Nesses casos, esses materiais respondem como elásticos lineares (a relação é constante entre tensão-desvio aplicada e o deslocamento correspondente a essa tensão). A partir dos anos 2000, passou a ser utilizado o modelo denominado de composto, no qual se consideram simultaneamente o efeito das tensões confinante e desvio no MR. Esse modelo tem sido o mais empregado atualmente e está representado na figura 7.9, sua expressão sendo dada por:

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (7.4)$$

Onde:

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 =$  tensão-desvio aplicada repetidamente no eixo axial, conforme indicado na figura 7.6, MPa;

$\sigma_1 =$  tensão principal maior, MPa;

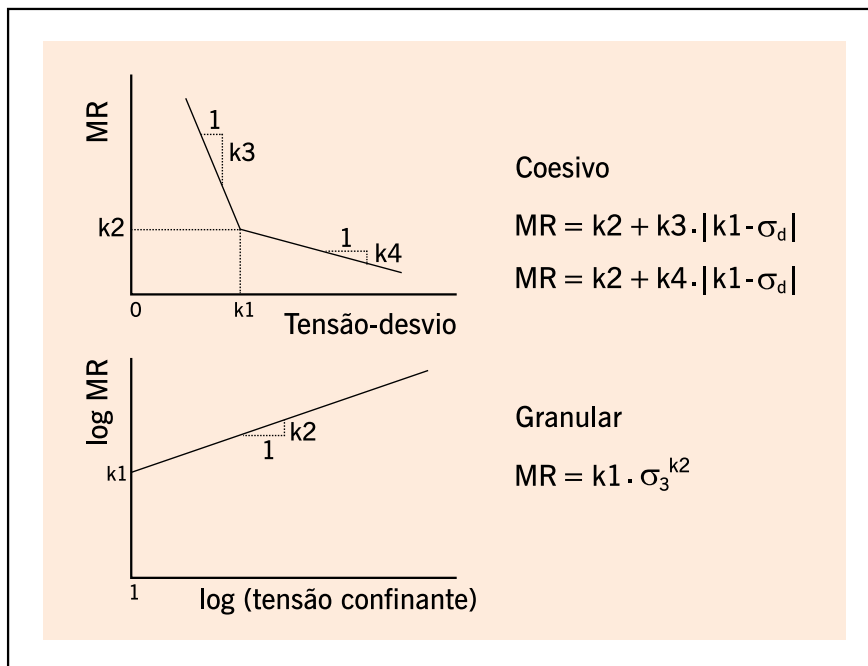
$\sigma_3 =$  tensão principal menor ou tensão de confinamento, MPa;

$k_1, k_2$  e  $k_3 =$  constantes do modelo de regressão.

Os solos podem apresentar variações do MR dependendo da umidade, da energia e do método de compactação. Além disso, após a compactação, o estado do solo na estrutura do pavimento pode variar com as condições climáticas e hidrológicas, como já mencionado. A deforma-

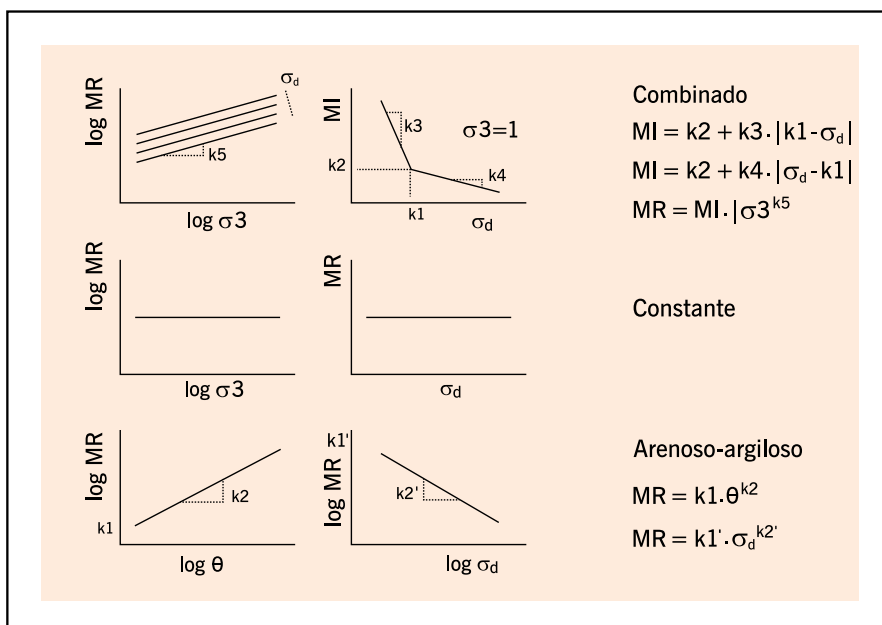
ção resiliente cresce sensivelmente nos solos compactados no ramo úmido em relação àqueles compactados no ramo seco, com a mesma massa específica aparente seca (PREUSSLER, 1983). Trabalhar com a hipótese de altos MRs obtidos por compactação do solo no ramo seco pode não ser aconselhável, visto que é difícil assegurar que não haverá aumento de umidade do solo durante a vida útil do pavimento. O aumento de umidade pode ocasionar queda significativa no MR. A compactação em umidades baixas é vantajosa se houver concomitantemente um aumento de energia de compactação.

Figura 7.7 – Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos



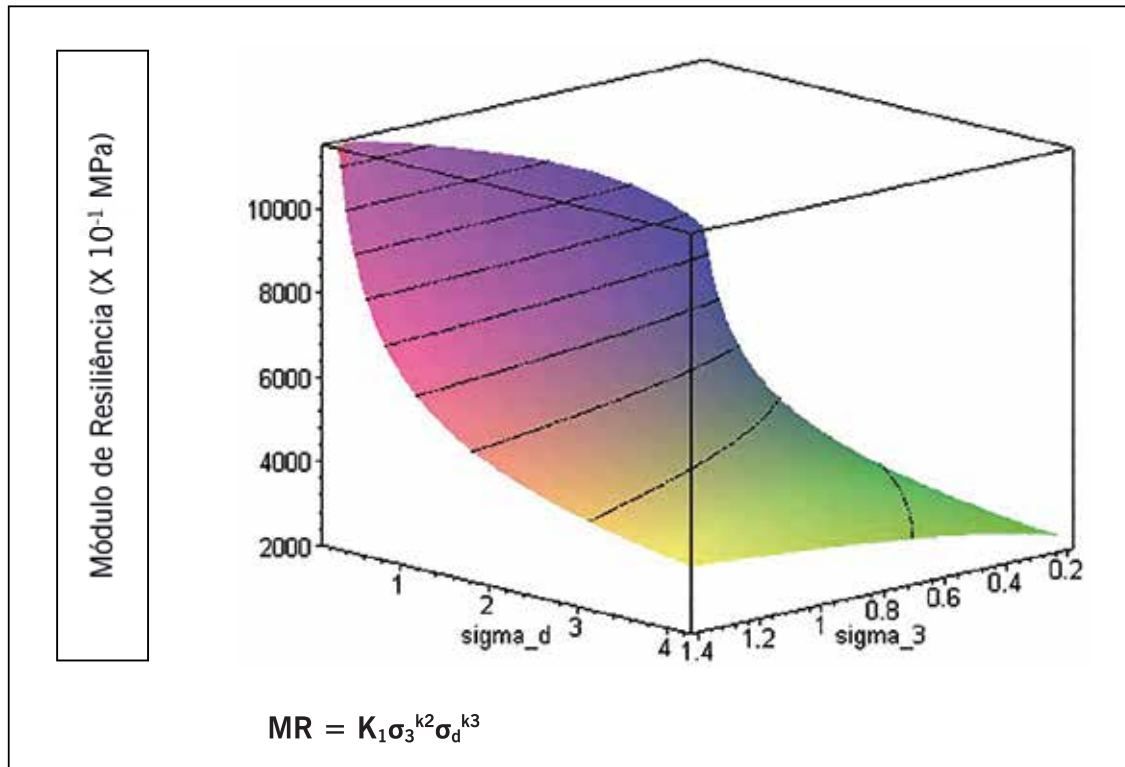
Fonte: Medina, 2015.

Figura 7.8 – Outros comportamentos de solos quanto à resiliência



Fonte: Medina, 2015.

**Figura 7.9** – Modelo composto de representação do módulo de resiliência de solos e britas em função das tensões confinante e desvio



Fonte: Medina, 2015

Os solos apresentam um aumento significativo do MR com o aumento da energia de compactação (BERNUCCI, 1995). A perda de umidade das camadas de solo compactado acarreta um aumento do MR, não se pode negligenciar; no entanto, deve-se considerar que alguns solos, ao perderem umidade, podem apresentar trincamento por contração. O trincamento produz uma redução do MR equivalente da camada.

É importante realçar que, por vezes, na comunidade de pavimentação, observa-se uma tendência de se utilizar ensaios mais simples para estimar o valor do MR dos materiais. Os autores desaconselham a utilização de correlações do ISC para estimar o valor de MR uma vez que não há uma relação consistente entre esses parâmetros – o primeiro considera a ruptura do material por cisalhamento ou ainda por deformação permanente excessiva, enquanto o segundo considera baixas deformações elásticas.

Devido ao fato de que esse tipo de ensaio de MR já vem sendo realizado no país há décadas, conta-se com um grande banco de dados de resultados de MR de solos e britas de várias partes do país. Uma análise de parte desses dados pode ser vista em Ferreira (2008), por exemplo.

Outra informação relevante é que a classificação MCT de solos finos também ajuda a seleção de materiais quanto à resiliência, ou seja, os solos de comportamento laterítico têm em geral MRs maiores do que os não lateríticos e são menos sensíveis às variações de umidade.

Para mais informações sobre MR de solos e britas de várias regiões do país consultar as seguintes referências: Guimarães (2001, 2009); Chaves (2002); Castro (2002); Marangon (2004); Thuler (2005); Costa (2006); Medrado (2009); Bonzanini (2011); Lima (2016, 2019) e Dalla Roza (2018), entre muitos outros.



## Deformação permanente

Um ensaio de muita importância para melhor caracterização dos materiais granulares e de solos em geral são os ensaios de deformação permanente de carga repetida que se iniciaram de forma ainda preliminar com a pesquisa de Svenson (1980) para solos finos. A versão atual do ensaio foi iniciada por Guimarães (2001) e o modelo de representação dos resultados e sua interpretação se deve a Guimarães (2009). Trata-se de estudar as respostas de longo prazo, para previsão de desempenho, do subleito e de camadas granulares, de misturas de agregados e solo, ou ainda de solos compactados devido ao acúmulo de deformações permanentes com as repetições de carga do tráfego, normalizado pela primeira vez no país pela DNIT 179/2018-IE. Utiliza-se o mesmo equipamento do MR e a mesma preparação dos CPs. Para cada material devem ser ensaiados nove CPs como regra geral, e no mínimo seis, cada um submetido a um par de tensões diferente e se consideram as deformações plásticas ou permanentes.

Como referências para esse ensaio de deformação permanente citam-se: Malysz (2004, 2009); Silva (2003); Delgado (2012); Von Der Osten (2012); Ribeiro (2013); Zago (2016); Lima (2016, 2020); Norbak (2018); Dalla Roza (2018); Sagrilo (2020); Cabral *et al.* (2021), entre outros.

A expressão 7.5 traz o modelo de deformação permanente cujos ensaios foram realizados em equipamentos triaxiais de cargas repetidas, com vários níveis de tensão. O modelo obtido experimentalmente com solos brasileiros foi proposto por Guimarães (2009). Para obtenção desses parâmetros, devem-se realizar vários ensaios com diferentes razões de tensões ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) e milhares ou dezenas ou mesmo centenas de milhares de ciclos de repetição dessa razão para poder calcular os parâmetros da regressão. Com isso, pode-se avaliar o comportamento à deformação permanente de materiais granulares e de solos para prever desempenho ao longo do tempo. Este ensaio hoje é obrigatório para o dimensionamento pelo método MeDiNa, sendo necessário para a previsão do ATR.

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (7.5)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  (%): deformação permanente específica;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$ : parâmetros de regressão;

$\sigma_3$ : tensão confinante (kgf/cm<sup>2</sup>);

$\sigma_d$ : tensão-desvio (kgf/cm<sup>2</sup>);

$\rho_0$ : tensão de referência (tensão atmosférica – 1 kgf/cm<sup>2</sup>);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Uma das interpretações deste ensaio é a verificação da característica de acomodamento (*shakedown*) da deformação permanente após certo número de ciclos de carregamento. Os materiais que se acomodam devem ser os escolhidos preferencialmente para compor as camadas do pavimento. É uma avaliação mais adequada do que o que se fazia com o ISC. A chamada “teoria do *shakedown*” tem sido utilizada para identificação do comportamento de materiais de pavimentação, visando observar o acomodamento das deformações plásticas com o número de aplicações de solicitações de carga, que é o comportamento adequado para um solo ou uma brita que será usada em camada do pavimento. Muitas vezes essa teoria é empregada para a determinação da carga crítica de acomodamento, mas também é um meio efetivo de prever o

número de ciclos máximo de carregamento que o pavimento pode ser submetido até que ocorra a ruptura ou excesso de ATR.

Quanto ao número de ciclos de aplicação de carga (N), na literatura internacional, citam-se, como exemplo, as normas EN 13286-7 (CEN, 2004) e NF P 98-235-1 (AFNOR, 1995) consideram que alguns materiais já estão aparentemente estabilizados após 80.000 repetições de aplicações de cargas. Outros autores indicam que 100.000 ciclos já seria uma quantidade suficiente para caracterização mecânica plástica dos materiais. A norma brasileira atual DNIT 179/2018-IE (DNIT, 2018) de ensaios de deformação permanente exige o mínimo de 150 mil, desconsiderando-se os 50 primeiros ciclos realizados com um estado de tensão baixo. Cabral (2021) apresenta uma análise comparativa entre as duas normas citadas, bem como a modelagem da deformação permanente em materiais granulares.

Na figura 7.10 mostra-se um exemplo dos gráficos gerados com os dados desse ensaio, considerando que o acomodamento é avaliado pela taxa de deformação ao longo do ensaio. Na figura 7.10(a) apresenta-se o gráfico das deformações permanente acumuladas e na figura 7.10(b) a taxa de deformação permanente ao longo do ensaio. Na figura 7.11 estão indicados os tipos de comportamento de deformação permanente que podem acontecer para solos, britas e outros materiais de pavimentação, considerando o gráfico da figura 7.10(b). Neste gráfico, o eixo “x” corresponde à deformação permanente vertical, em metros e o eixo “y” corresponde à taxa de deformação permanente, ou razão  $\epsilon_p/N$ , dividida por  $10^3$ . Consiste na pesquisa de ocorrência do *shakedown* que seguiu o modelo de comportamento desenvolvido por Werkmeister-Dawson, designados A, B e C, que foi acrescido do tipo AB, observado para solos brasileiros por Guimarães (2009).

No nível A o material apresenta deformações elásticas e plásticas até um número finito de aplicações de carga e, a partir daí, apenas apresenta deformações elásticas, havendo, portanto, um acomodamento das deformações plásticas. As curvas tendem a ser paralelas ao eixo vertical.

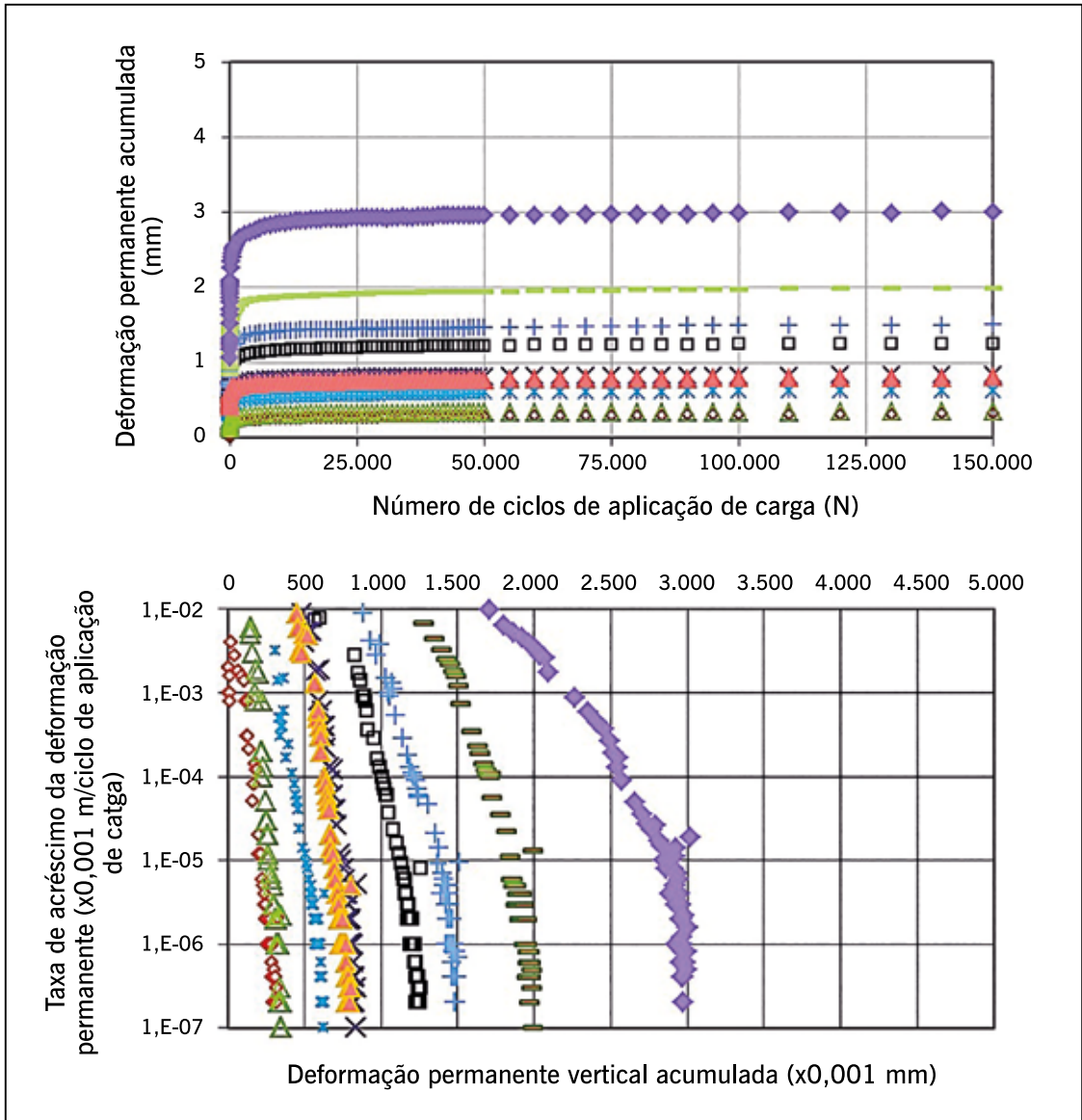
No nível C ocorrem sucessivos incrementos de deformação permanente para cada ciclo de carregamento e a resposta do material é sempre plástica. O material pode apresentar ruptura por cisalhamento ou atingir níveis de deformação tal que o torne inservível para constituir um pavimento. Pode resultar na ruptura de um pavimento pela formação de ATRs excessivos.

O nível B corresponde a um nível de resposta intermediária, ou seja, não se pode afirmar que o material entrará em colapso, nem que ele entrou em *shakedown*.

Observa-se um comportamento do tipo AB, quando a taxa de acréscimo da deformação permanente mostra-se muito elevada no início e tende a zero nos ciclos finais de aplicação de cargas.

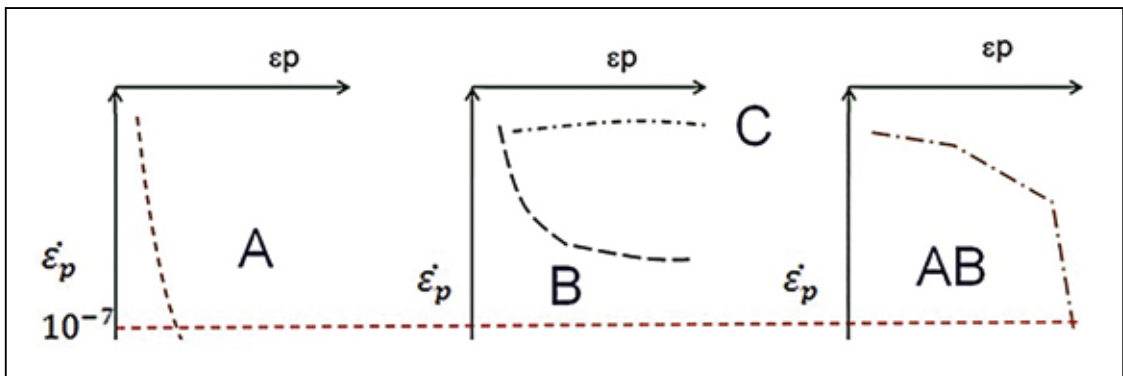
Os melhores materiais são os que apresentam o comportamento tipo A, que é o de acomodamento.

Figura 7.10 – Resultados de um ensaio de deformação permanente de um solo



Fonte: Lima, 2020.

Figura 7.11 – Modelos de comportamento quanto à deformação permanente



Fonte: Guimarães, 2009.

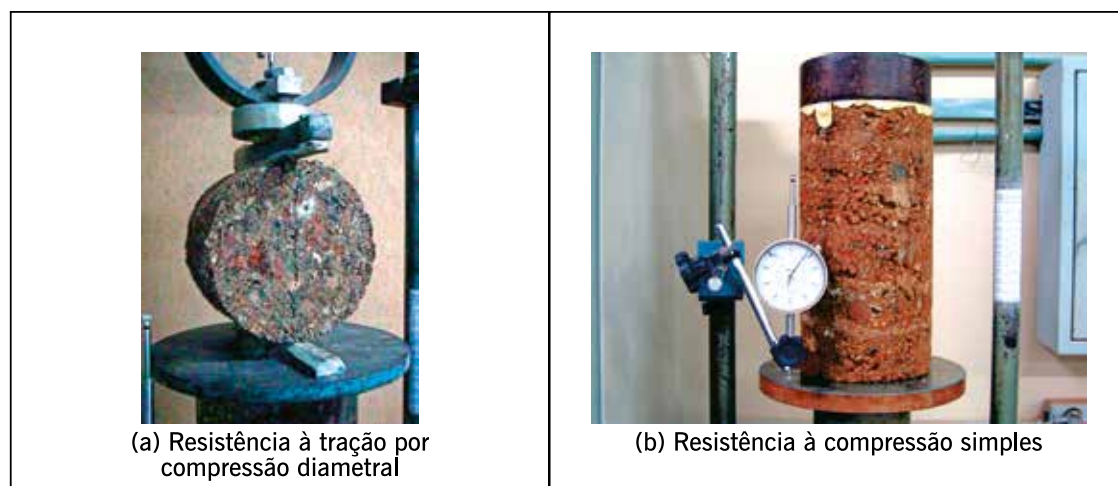
## Outros ensaios mecânicos

Deve-se ressaltar que, além do ISC e do MR, alguns outros ensaios são empregados para determinar algumas propriedades mecânicas de materiais de base, sub-base ou reforço do subleito, especialmente no caso de materiais cimentados quimicamente, abordados no item 7.3 a seguir. Esses ensaios procuram caracterizar principalmente o comportamento dos materiais à tração.

Devido à simplicidade de execução, realizam-se ensaios de resistência à tração por compressão diametral em CPs cilíndricos regulares, com diferentes tempos de cura e teores de cimento ou cal, ou ainda de outros estabilizantes. O procedimento do ensaio propriamente dito é similar ao realizado em CPs de misturas asfálticas, apresentado no capítulo 6. A figura 7.12(a) apresenta uma amostra de agregado reciclado de construção civil com adição de cimento sendo rompida à tração por compressão diametral.

Outro ensaio bastante difundido para materiais cimentados, incluído nos critérios de especificações tradicionais, como é o caso de solo-cimento, é a resistência à compressão simples. Essa propriedade é determinada aplicando-se um carregamento crescente de compressão axial, sem tensão de confinamento, em CPs cilíndricos, preferencialmente com altura de pelo menos duas vezes seu diâmetro. A figura 7.12(b) apresenta uma amostra de agregado reciclado de construção civil com adição de cimento sendo rompido por compressão axial simples. Deve-se ainda ressaltar que em alguns casos, como concreto compactado a rolo ou solo-cimento, pode-se determinar a resistência à tração por flexão em vigotas biapoiadas, sofrendo carregamento com um ou dois cutelos, dependendo do tipo de ensaio. Esses ensaios envolvem técnica e procedimentos mais complexos. Ceratti (1991) empregou esses ensaios em pesquisa de solo-cimento e comparou resultados obtidos por diferentes tipos de testes.

**Figura 7.12** – Outros ensaios de resistência em materiais cimentados



Fonte: Motta, 2005.

## 7.3 MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO

Apresentam-se neste item, de forma sucinta, alguns materiais de uso corrente no país que podem constituir as camadas de base, sub-base e reforço do subleito para comporem as estruturas de pavimentos com revestimentos asfálticos. As especificidades de cada um deles e os métodos construtivos devem ser pesquisados nas normas rodoviárias brasileiras ou na ABNT.

Esses materiais de base, sub-base e reforço do subleito são ainda classificados segundo seu comportamento frente aos esforços em: (1) materiais granulares e solos, (2) materiais estabilizados quimicamente ou cimentados, e (3) materiais asfálticos.

Entende-se por **materiais granulares** aqueles que não possuem coesão (a não ser aparente pela sucção) e que não resistem à tração, trabalhando eminentemente aos esforços de compressão. Os **solos coesivos** resistem à compressão, principalmente, e também à tração de pequena magnitude, graças à coesão dada pela fração fina, porém não se pode atribuir resistência à tração para esses materiais para fins de tensões admissíveis e de comportamento estrutural.

Os **materiais cimentados** são materiais granulares ou solos que recebem adição de cimento, cal ou outro aditivo, de forma a proporcionar um acréscimo significativo de rigidez do material natural e um aumento da resistência à compressão e à tração. São camadas que, quando homogêneas e isotrópicas, pode-se dizer que trabalham à flexão. Deve-se salientar que as camadas cimentadas em geral trabalham com fissuras visto que o processo de hidratação do cimento leva à possível fissuração já no processo de cura.

Há ainda **misturas asfálticas ou materiais asfálticos**, como as misturas asfálticas recicladas com espuma de asfalto ou mesmo com emulsão asfáltica, o solo – asfalto e o solo-emulsão asfáltica, que se destinam à camada de base e que poderiam ser classificadas como coesivas. Nesse caso a ligação entre agregados ou partículas é dada pelo ligante asfáltico, além de ligantes hidráulicos empregados nas misturas recicladas com emulsão ou ainda de asfalto-espuma, sendo a resistência à tração bastante superior aos solos argilosos, e por isso são enquadrados em classe diferente dos solos e dos materiais cimentados. Dependendo do tipo de material asfáltico resultante, a camada poderá trabalhar à flexão.

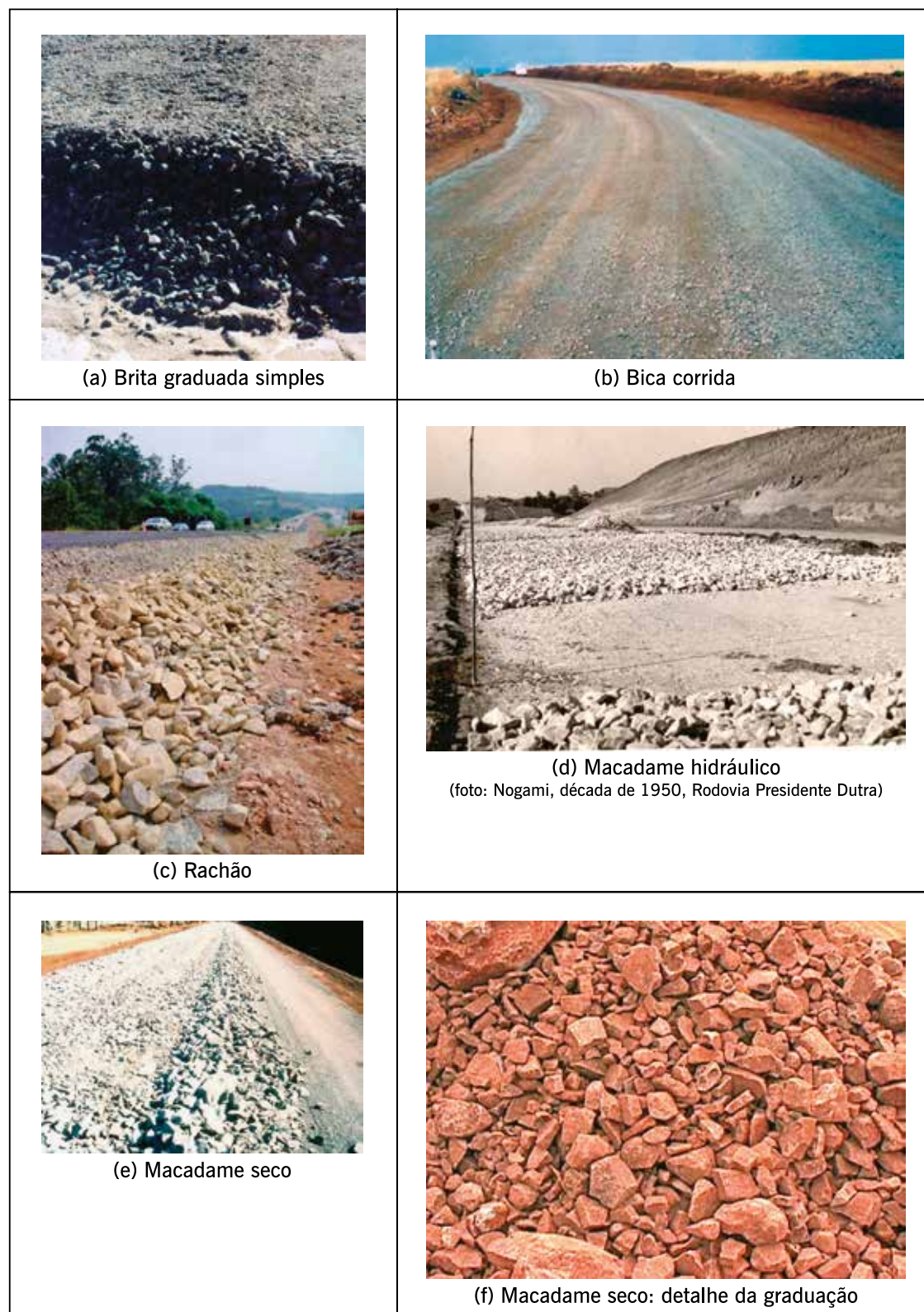
Os materiais mais empregados em pavimentação da classe dos **granulares e solos** são: brita graduada simples (BGS) e bica ou brita corrida; macadame hidráulico; macadame a seco; misturas estabilizadas granulometricamente (estabilizadas por combinação de materiais para atender certos requisitos ou mecanicamente); solo-agregado; solo natural; solo melhorado com cimento ou cal. Deve-se ressaltar ainda a existência de outros materiais de uso crescente em pavimentação, decorrentes de reutilização e reciclagem: escória de alto-forno; solo-vidro moído; agregado reciclado de resíduo sólido de construção civil e demolições; coprodutos de extração de rochas ornamentais; resíduos ou coprodutos de mineração em geral; agregados de revestimento asfáltico fresado etc. Incluem-se os granulares constituídos de partículas de maior dimensão, uma combinação de agregados na fração pedra e fração pedregulho, denominado de “rachão”. Esses materiais são empregados em geral sobre o subleito, para melhorar sua capacidade portante.

Os materiais **cimentados** mais frequentes são: brita graduada tratada com cimento (BGTC); solo-cimento; solo-cal; solo-cal-cimento; solo-brita-cimento; solo-laterita-cimento; concreto rolado (CCR – concreto compactado a rolo). Atualmente, empregam-se com sucesso agregados reciclados de revestimento asfáltico fresado misturado a agregados naturais, com adição de cimento como material de base (FEDRIGO, 2015; FEDRIGO, 2019).

As misturas **asfálticas** são: solo-asfalto; solo-emulsão (MICELI, 2006; SOLIZ, 2007; SANT'ANA, 2009; MOREIRA, 2010); macadame betuminoso (já em desuso), PMQ e base asfáltica de módulo elevado (MAGALHÃES, 2004; FREITAS, 2007). Nos últimos anos vários materiais reciclados empregando agregados de revestimento asfáltico fresado vêm sendo utilizados com diferentes técnicas e constituem-se camadas asfálticas como espuma de asfalto, com emulsão asfáltica, entre outros tipos de reciclagem (GUATIMOSIN, 2015; FRITZEN, 2005, 2016).

As figuras 7.13 a 7.17 ilustram os materiais de base, sub-base e reforço do subleito mais comumente empregados nos pavimentos asfálticos do país. Uma descrição sucinta de alguns desses materiais, principalmente os mais empregados no Brasil, encontra-se nos subitens a seguir.

**Figura 7.13** – Materiais granulares empregados em bases, sub-bases ou reforços



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 7.14** – Solos e solo-agregados empregados em bases, sub-bases ou reforços



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 7.15** – Lateritas, saibros e materiais reciclados empregados em bases, sub-bases ou reforços do subleito



Fonte: Elaborada pelos autores.



**Figura 7.16** – Materiais cimentados empregados em bases, sub-bases ou reforços do subleito



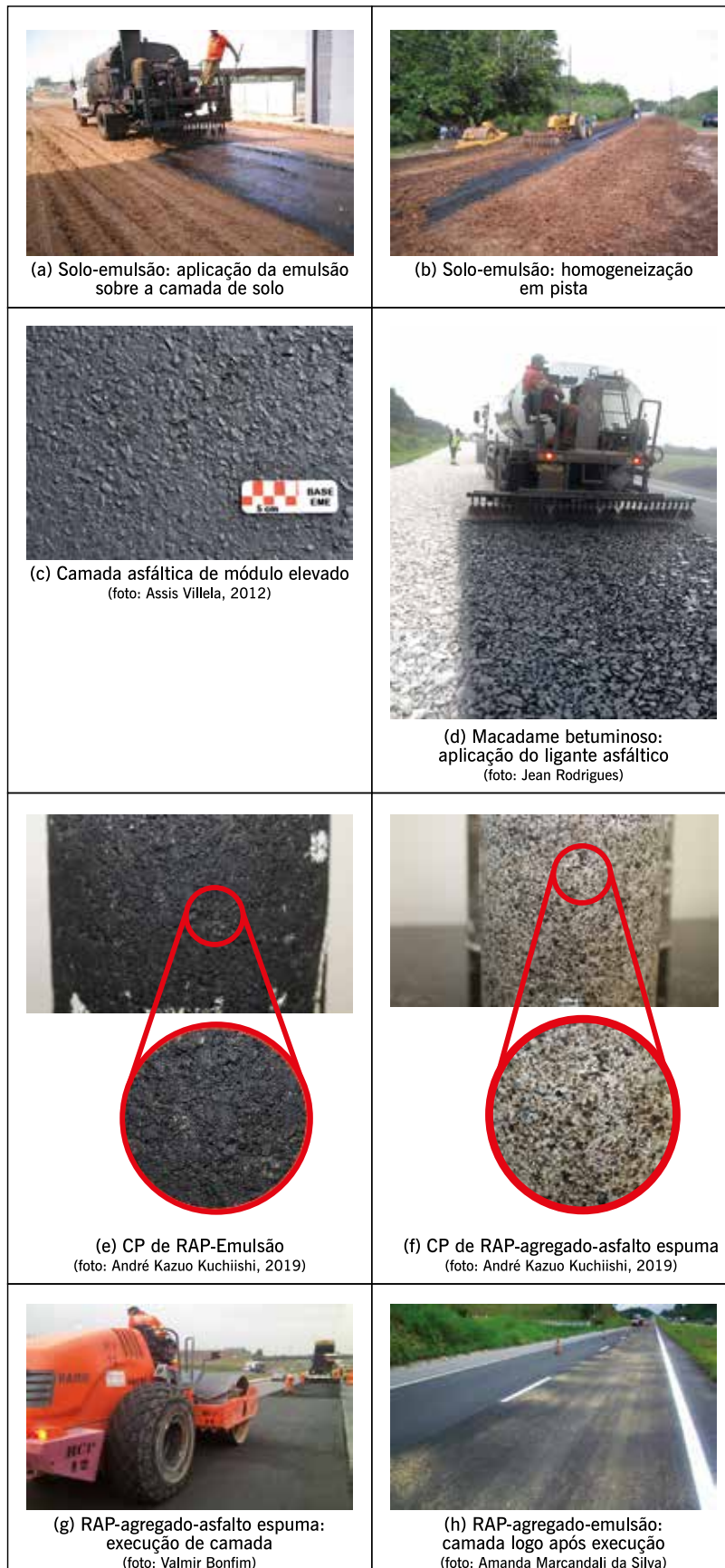
Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 7.16 (continuação)** – Materiais asfálticos empregados em bases, sub-bases ou reforços do subleito



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 7.17** – Materiais asfálticos empregados em bases, sub-bases ou reforços do subleito



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 7.3.1 Brita graduada simples

A brita graduada simples é um dos materiais granulares mais largamente utilizados no país como base e sub-base de pavimentos asfálticos e foi introduzida na década de 1960, época em que houve um crescimento expressivo da malha rodoviária pavimentada. Consiste em um material com distribuição granulométrica bem graduada, com diâmetro máximo dos agregados não excedendo a 38 mm e finos entre 3 e 9% (passante na peneira nº 200), que confere um bom intertravamento do esqueleto sólido e uma boa resistência, com ISC normalmente elevado, da ordem de 60% a maiores que 100%. O MR dessas bases é em média 100 a 400 MPa, dependendo da graduação, da natureza dos agregados, do estado de compactação e do estado de tensões, principalmente no que se refere à tensão de confinamento.

Os agregados são comumente derivados de rochas britadas e devem, tipicamente, atender aos seguintes requisitos: sanidade dos agregados graúdos  $\leq 15\%$  e miúdos  $\leq 18\%$ , abrasão Los Angeles LA  $\leq 50\%$  e equivalente areia EA  $> 40\%$  (material passante na peneira nº 4), lamelaridade  $\leq 20\%$  (ABNT, 1991c; 1991f), podendo haver variações desses limites nas normas federais e estaduais.

Esses materiais são dosados e homogeneizados em usina utilizando água e os agregados atendendo a uma das faixas especificadas por norma. São materiais permeáveis a medianamente permeáveis, utilizados como base ou sub-base em pavimentos asfálticos, sendo também seu uso bastante difundido como sub-base de pavimentos de concreto de cimento.

O transporte é feito em caminhões basculantes e a distribuição do material em pista é feita normalmente por vibroacabadora ou motoniveladora. A compactação é feita por rolos de pneus e/ou lisos, com vibração ou não; essa operação deve ser realizada logo após espalhamento para não perder umidade.

Uma ilustração do material pode ser vista na figura 7.13(a). A brita ou bica corrida é um material similar, com requisitos menos rigorosos, principalmente granulométricos, podendo ser umedecida em pista – figura 7.13(b).

Valores de MR e de deformação permanente de britas podem ser vistos por exemplo em Lima (2016, 2020), entre outros autores.

Na figura 7.13 são também apresentados outros materiais granulares descritos a seguir.

### 7.3.2 Macadame hidráulico e macadame seco

O macadame hidráulico foi um dos materiais mais empregados nas primeiras rodovias brasileiras, com base na experiência inglesa de McAdam do início do século XIX. Trata-se de camada granular, composta por agregados graúdos, naturais ou britados, cujos vazios são preenchidos na pista por agregados miúdos e aglutinados pela água, no caso específico do macadame hidráulico. A estabilidade é obtida pela ação mecânica enérgica de compactação. Os agregados graúdos devem ser duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, sem outras contaminações prejudiciais.

A norma do DNIT 152/2010-ES (DNIT, 2010) recomenda três faixas granulométricas, A, B ou C (com agregados máximos passantes da 4", 3" e 2 1/2", respectivamente, e retidos na 3/4", 3/4" e 1/2", respectivamente) e escolhe-se o diâmetro máximo que corresponda a 1/3 a 1/2 da espessura final da camada. Após espalhamento dos agregados graúdos a camada é compactada com rolo liso de três rodas e rolo liso vibratório até apresentar bom entrosamento. O material de enchimento, que deve seguir as especificações granulométricas (agregados para

enchimento nas faixas A ou B), é espalhado por motoniveladora em quantidade suficiente para encher os vazios do agregado graúdo, em uma ou mais vezes, com o auxílio de vassoura, seguida de irrigação e material complementar até a obtenção de travamento. A camada deve ser novamente compactada até sua estabilidade, ou seja, quando não se veem movimentações ou ondulações, mesmo que brandas, à frente do rolo compactador.

Dependendo do tipo de subleito, deve-se utilizar uma camada de bloqueio de modo a evitar cravamento do agregado graúdo no solo. O macadame hidráulico é ainda utilizado, principalmente em obras urbanas, onde não se dispõe de usinas para produzir a brita graduada simples. Devido à granulometria desse material e de seu processo construtivo, a permeabilidade do macadame é maior que a das britas graduadas simples. O controle do processo construtivo pode ser feito visualmente pela movimentação da camada sob efeito dos rolos compactadores ou pela deformabilidade que pode ser medida por meio da viga Benkelman ou de FWD, a serem apresentados no capítulo 10. Quando os materiais são bem selecionados e o processo construtivo é adequado, o macadame apresenta alta resistência e baixa deformabilidade. A figura 7.13(d) ilustra o processo construtivo do macadame hidráulico.

O macadame seco é um material granular com muita semelhança ao macadame hidráulico, porém sem uso de água para auxílio do preenchimento dos agregados graúdos pelos miúdos. Em geral, os agregados graúdos são de dimensões bastante significativas, chamadas de “pedra pulmão”, com tamanho variando em geral entre 1” e 6”, de graduação tendendo a uniforme, e preenchidos por agregados miúdos compreendidos em cinco diferentes faixas. A distribuição e compressão são semelhantes ao macadame hidráulico. As espessuras das camadas acabadas variam entre 12 e 20 cm. A figura 7.13(e) mostra um aspecto desse material.

Valores de MR apresentam dificuldades de ser medidos em laboratório devido às dimensões requeridas mínimas dos CPs de modo que o ensaio seja representativo do material (requer-se em geral diâmetro do CP de no mínimo cinco vezes o agregado máximo e altura de duas vezes o diâmetro). Porém, podem ser estimados por retroanálise de bacias de deflexão conforme explicado no capítulo 10. Exemplos de valores de módulos retroanalisados são encontrados em Nuñez (1997), por exemplo.

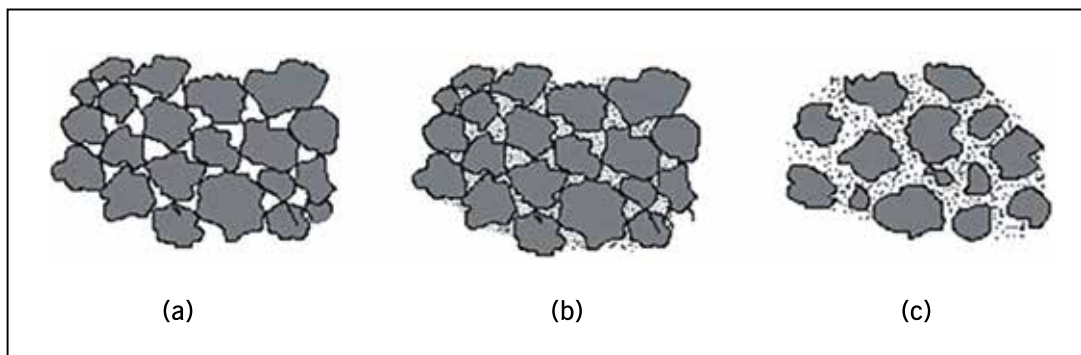
Em subleitos de baixa capacidade de suporte, emprega-se largamente o “rachão”, material granular de grandes dimensões, denominado “pedras de mão”, que, por cravamento e posterior intertravamento, reduz significativamente as deformações permanentes e auxilia na construção das demais camadas subsequentes por oferecer um aumento substancial de suporte. A figura 7.13(c) mostra um aspecto desse material.

### **7.3.3 Solo-agregado e materiais estabilizados granulometricamente**

Solos-agregados são misturas naturais ou preparadas de britas, pedregulhos ou areia predominantemente, contendo silte e argila – material natural (solo) que passa na peneira nº 200. É possível subdividir os solos-agregados em três tipos distintos dependendo da proporção relativa entre a parte graúda e a parte fina – figura 7.18 (YODER; WITCZAK, 1975):

- (a) contato grão-grão: baixa densidade, permeável, não suscetível a mudanças com a umidade ou com o congelamento; compactação em geral difícil;

**Figura 7.18** – Tipos de solo-agregado



Fonte: Yoder e Witzak, 1975.

- (b) finos preenchem os vazios, proporcionando alta densidade, permeabilidade mais baixa que o do tipo (a), contato grão-grão, mais resistente em geral que o tipo (a), menor deformabilidade; moderadamente difícil de compactar;
- (c) matriz de finos, não se garante contato grão-grão devido ao excesso de finos; densidade mais baixa em geral que o tipo (b), permeabilidade inferior ao tipo (b), podendo ser mesmo impermeável, dependendo da natureza dos finos; a mistura é afetada por variações de umidade; facilidade na compactação.

Para bases de pavimentos, as especificações tradicionais preconizam o uso de materiais do tipo (a) e (b), onde o contato grão-grão seja garantido. Procura-se tradicionalmente também que fique caracterizada uma distribuição granulométrica bem graduada, com preenchimento dos vazios. Esses materiais são também conhecidos por misturas estabilizadas granulometricamente DNIT 139/2010–ES e DNIT 141/2010–ES (DNIT, 2010a, 2010b). Em geral, as misturas onde o contato grão-grão é garantido são tradicionalmente as preferenciais, embora a prática tenha mostrado grande sucesso no tipo (c), quando certos requisitos, comentados a seguir, são observados. As misturas estabilizadas granulometricamente devem seguir uma faixa granulométrica dada em norma. Modernamente tem-se evitado o uso do termo “estabilizar”, quando não há adição de estabilizantes do tipo da cal, do cimento etc. Há autores que preferem a designação mais rigorosa de “misturas estabilizadas mecanicamente”, para diferenciar da adição de estabilizantes químicos.

Tem-se empregado com frequência misturas do tipo (b) e (c), chamadas de solo-brita ou solo-areia. O tipo (c) tem sido denominado também de solo-brita descontínuo. O importante dessas misturas, principalmente no caso do tipo (c), é a natureza do material fino. Pode-se utilizar com sucesso misturas do tipo (c) com solos lateríticos. Este fato se deve principalmente por: ausência do ciclo gelo-degelo; drenagem favorecida; umidade de equilíbrio abaixo da ótima de compactação em algumas regiões, favorecida pela secagem do material de base; natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco em presença de água, apesar de sua plasticidade às vezes elevada.

As misturas tipo (c) devem empregar necessariamente solos de comportamento laterítico, selecionados pela metodologia MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 1995). Essas misturas, por prevalecer a matriz de solo laterítico, são coesivas, muito pouco expansivas e com boa capacidade de suporte. A norma DER-SP ET-DE-P00/006 (DER-SP, 2006a) traz especificações recomendadas para sub-bases e bases de solo-brita pelo DER do estado de São Paulo. Certas misturas de solo-brita (50% em peso de brita) dão ISC da ordem de 80% na energia modificada. As mistu-

ras com 70% em peso de brita e 30% de solo apresentam muitas vezes ISC acima de 100% e apresentam pouca perda de capacidade de suporte após imersão em água. Tem sido muito usual as misturas 60% em peso de brita e 40% em peso de solo em várias regiões do país.

Os valores de MR são similares aos das britas graduadas simples, podendo ser superiores, ou seja, apresentam menor deformabilidade. Essas misturas podem ser executadas em pista com auxílio de pá-carregadeira, grade de disco e motoniveladora. O material resultante é recomendável como material de base de vias de baixo volume de tráfego. É um excelente material de reforço de subleito em vias de tráfego médio ou mesmo pesado. Resultados de MR e de deformação permanente de solo-brita podem ser vistos, por exemplo, em Norback (2018), Pereira (2021), Mello et al. (2021). A título de exemplo, Mello *et al.* (2021) mostram o grande potencial de misturas solo brita para uso em camadas de pavimento, analisando várias composições com o programa MeDiNa.

Conforme a quantidade de finos, a mistura pode sofrer contração por perda de umidade e, como consequência, apresentar fissuração. Esta consequência não chega a ser um problema comprometedor desde que a porcentagem em peso de solo nas misturas solo-brita não seja superior a 50% do total. Tem-se procurado evitar agregados maiores que 25 mm de diâmetro.

O solo-brita começou a ser empregado no estado de São Paulo ainda na década de 1950, conhecido então por “virado paulista” (NOGAMI; VILLIBOR, 1995). Somente na década de 1980, o solo laterítico-brita voltou a ser empregado em maior escala, com aplicação estendida também a vias urbanas. Atualmente, tem-se empregado também o solo-brita-cimento, com porcentagem de cimento variando em geral de 3 a 6% em peso. A norma DER-SP ET-DE-P00/007 (DER-SP, 2006b) traz especificações recomendadas para sub-bases e bases de solo-brita-cimento pelo DER do estado de São Paulo. Esse material tem sido empregado como material de base, predominantemente em misturas de 80% brita – 20% solo ou 70% brita – 30% solo, e 60% brita – 40% solo. Essas misturas com a adição de cimento vêm sendo empregadas em vias de tráfego médio a pesado com sucesso. Preferencialmente nesses casos a mistura deve ser feita em usina. Em pista, recomenda-se o uso de recicladora para melhor homogeneização.

A figura 7.14(a) ilustra o solo-brita e a figura 7.14(b) um solo-areia sendo misturado em pista.

#### 7.3.4 Solo arenoso fino laterítico

O solo arenoso fino laterítico (SAFL) é uma mistura de argila e areia encontrada na natureza ou artificialmente composta por mistura de areia de campo ou rio com argila laterítica. A partir da década de 1970, seu emprego foi mais difundido, chegando hoje, somente no estado de São Paulo, a mais de 8.000 km em rodovias de baixo volume de tráfego com a utilização desse material como base. Como reforço do subleito ou como sub-base, pode ser usado em pavimentos para tráfegos médios ou pesados.

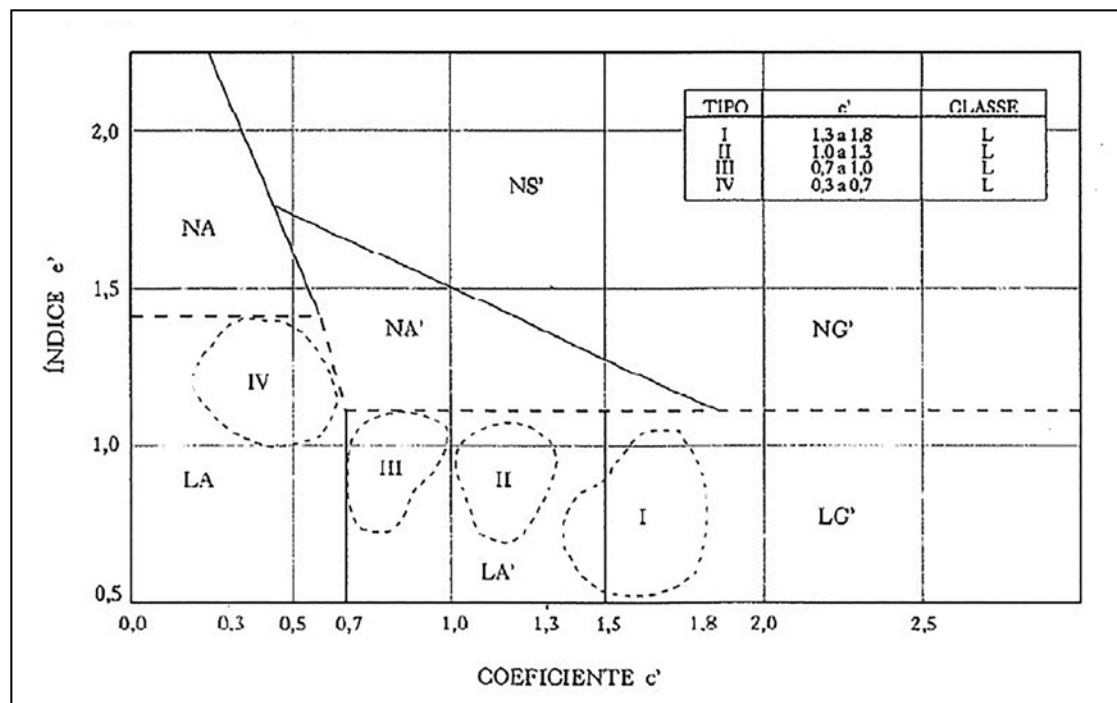
A granulometria é em geral descontínua, com ausência ou pequena porcentagem da fração silte.

Recomenda-se que se utilize a metodologia MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 1981, 1995; DNER, 1996; DNER-ME 254/97; DNER-ME 256/94; DNER-ME 258/94) para a escolha do material. O solo deverá pertencer às classes de comportamento laterítico LA, LA', ou ainda LG', segundo a classificação MCT.

A figura 7.19 traz na classificação MCT a localização prioritária dos solos a serem selecionados para essa finalidade de bases e sub-bases de pavimentos de baixo volume de tráfego, bem como para camadas de sub-base e reforço do subleito de pavimentos de tráfego

médio ou pesado. Para uma seleção preliminar de solos, pode-se também empregar método simplificado de identificação de solos tropicais (FORTES; NOGAMI, 1991; GODOY, 1997; GODOY; BERNUCCI, 2002). Vertamatti (1988) propõe algumas alterações na metodologia MCT para inclusão de identificação e classificação de solos transicionais, além dos lateríticos e não lateríticos, com comportamento geotécnico intermediário entre os dois extremos.

**Figura 7.19** – Hierarquização dos SAFL de acordo com a classificação MCT



Fonte: DER SP ET DE P00/015, 2005.

As pesquisas têm mostrado que esse material pode apresentar MRs de cerca de 100 MPa a 500 MPa, ou mesmo superiores, dependendo do tipo de solo laterítico, sendo que os mais argilosos tendem a mostrar módulos menores que os mais arenosos (BERNUCCI, 1995).

A figura 7.14(c) ilustra uma camada de base de solo arenoso fino laterítico do tipo LA' compactada e após perda de umidade (observe-se o padrão de trincamento típico dessas camadas) e a figura 7.14(d) uma camada de solo argiloso laterítico LG', que tende a trincar mais, formando blocos de menores dimensões e abertura de trincas maior. A perda de umidade dessas camadas é um fenômeno bastante conhecido sendo determinante no comportamento desses materiais como camada de pavimento (VILLIBOR, 1981; CAMACHO, 2002). O trincamento das camadas de solos lateríticos leva a uma redução do MR efetivo, porém ainda são consideradas camadas de baixa deformabilidade e de comportamento mecânico bom a excelente (BERNUCCI, 1995).

### 7.3.5 Outros materiais granulares e reciclados

Em várias regiões brasileiras há a disponibilidade de lateritas, que são concreções presentes em geral no horizonte superficial B, ocorrendo conjuntamente a solos arenosos e argilosos lateríticos. São materiais com boa capacidade de suporte e que têm sido empregados diretamente como bases, sub-bases ou ainda reforços do subleito. Podem ser caracterizados como solos-



-britas naturais. Como exemplos de utilização, menciona-se a pavimentação de Brasília à época de sua construção (PREGO, 1996) e várias rodovias federais da Região Centro-Oeste (SANTOS, 1998; MOTTA *et al.*, 1990). Esses materiais são abundantes em certas regiões da Amazônia e sua caracterização é essencial para uso na pavimentação (VERTAMATTI, 1988); seu emprego pode ser estendido até como agregados de misturas asfálticas, com algumas experiências nas regiões Norte e Centro-Oeste do país (AMARAL, 2004). Os valores de MR da laterita podem variar entre 100 a 500 MPa, em geral. A figura 7.15(a) ilustra uma laterita de grandes dimensões. Santos (1998) analisou vários segmentos de rodovias no estado de Mato Grosso, com bases de laterita e coletou amostras para ensaios de laboratório de MR e deformação permanente. Constatou o excelente desempenho.

Em algumas regiões ocorrem saibros que são materiais granulares naturais, com poucos finos, pertencentes ao horizonte C de perfis residuais em geral de granito e gnaíse. Têm sido também largamente empregados como reforço ou sub-base ou ainda em rodovias de baixo volume de tráfego como material de base. Apesar de apresentarem em geral ISC elevados, podem mostrar elevada deformabilidade, devido à sua natureza mineralógica, devendo ser empregados com os devidos cuidados nesses casos. As figuras 7.15(b) e (c) ilustram esse material.

O uso de materiais reciclados tem crescido em pavimentação nos últimos anos. Os agregados reciclados de resíduos sólidos de construção civil e de demolição (RCD) podem ser empregados em reforços do subleito ou sub-bases desde que atendam às especificações da norma ABNT 15115 (2004). Essa especificação permite seu uso como material de base em vias de baixo volume de tráfego. Esse material vem sendo utilizado principalmente em vias urbanas. As figuras 7.15(d) e (e) ilustram o material sendo distribuído em pista e um detalhe de seus diversos componentes. Trabalhos de pesquisa têm sido dedicados ao uso e avaliação de aplicação em pavimentos (FERNANDES, 2004; MOTTA, 2005, PEREIRA, 2021). Esses materiais podem também ser misturados a solos e constituírem solo-brita reciclada de construção e demolição. Pode-se inclusive, em tráfego médio ou pesado, acrescentar ao RCD cimento para que aumente a resistência e reduza a deformabilidade do material reciclado, aumentando consideravelmente seu MR (BEJA, 2013).

Outro exemplo de reúso de material que vem sendo explorado nos locais próximos a siderúrgicas são as escórias de alto-forno e as de aciaria. Estas últimas podem ainda ser expansivas dependendo do tempo de estocagem (ALVARENGA, 2001; CASTELO BRANCO, 2004). A figura 7.15(f) mostra um aspecto das escórias de aciaria.

### **7.3.6 Brita graduada tratada com cimento (BGTC)**

A BGTC tem sido bastante utilizada, principalmente em pavimentos de vias de alto volume de tráfego. No país, seu uso começou a ser mais difundido no final da década de 1970. A BGTC é empregada geralmente como base de pavimentos com revestimentos betuminosos, porém também é empregada como base de pavimentos intertravados ou sub-base de pavimentos de concreto.

A Dersa, no estado de São Paulo, utilizou nas décadas de 1970 e 1980, em vários de seus pavimentos asfálticos semirrígidos, a BGTC como base. Na década de 1990, passou a empregar a BGS como base e a BGTC como sub-base em pavimentos asfálticos, denominados nesse caso de pavimentos semirrígidos invertidos ou “estrutura sanduíche”. Como exemplo dessa utilização, cita-se a Rodovia Carvalho Pinto – SP, construída no Vale do Paraíba e tantas rodovias

que vêm sendo construídas, como a extensão da SP 348, o arco rodoviário do Rio de Janeiro, entre outras obras de grande relevância quanto ao tráfego.

Na BGTC, em princípio, usa-se o mesmo material da BGS, porém com adição de cimento na proporção de 3 a 5% em peso (DER-SP ET-DE-P00/009/2005). Recomenda-se que seja compactada a pelo menos 95% da energia modificada para aumento de resistência e durabilidade. A BGTC, devido à cura do cimento, apresenta retração, levando ao aparecimento de fissuras e trincas. Esses problemas podem levar à reflexão dessas trincas ao revestimento asfáltico no caso do emprego da BGTC como material de base (BALBO, 1993). Esse fato foi observado na Rodovia dos Bandeirantes (SP 348) e Rodovia Ayrton Senna (SP 021) da rede Dersa-SP, estando ambas sob concessão. Por esse motivo, tem-se empregado com frequência a BGTC em pavimentos semirrígidos invertidos como material de sub-base para evitar a reflexão das trincas para o revestimento (SUZUKI, 1992). A ordem de grandeza do MR da BGTC é de 3.000 a 12.000 MPa a depender do teor de cimento e da graduação. A figura 7.16(a) ilustra a BGTC e a figura 7.16(b) seu uso como sub-base em pavimento semirrígido invertido.

### 7.3.7 Solo-cimento

A estabilização de solos com cimento Portland pode se dar de duas formas distintas a depender do objetivo: (i) no caso de objetivar-se um enrijecimento significativo do solo, empregam-se percentuais em massa em geral acima de 5% e denomina-se essa mistura de solo-cimento (DNIT 143/2010 – ES); (ii) no caso de melhoria parcial das propriedades, principalmente trabalhabilidade conjugada com certo aumento de capacidade de suporte, empregam-se percentuais baixos, da ordem de 3%, denominando-se nesse caso a mistura de solo melhorado com cimento (DNIT 143/2010 - ES).

O solo, para ser estabilizado com cimento de forma econômica, deve ter certa proporção de areia, pois caso tenha um percentual muito alto de argila pode exigir um teor muito elevado de cimento e ficar demasiadamente oneroso, além de apresentar muita retração. A faixa viável é de aproximadamente 5 a 9% de cimento em relação à massa total. O solo-cimento deve ser feito de preferência em usina, mas também pode ser misturado em pista, no caso de vias de baixo volume de tráfego. Deve ser compactado imediatamente após a mistura e a distribuição em pista devido à rapidez da reação de hidratação do cimento.

A base de solo-cimento tem-se mostrado bastante resistente e durável desde que a mistura esteja bem dosada, sejam respeitados os prazos máximos de mistura, espalhamento e compactação, seja minimizada a ocorrência excessiva de trincas por retração, e o subleito tenha boa capacidade de suporte para que o solo-cimento seja compactado de forma eficiente. O tráfego deve ser liberado em geral após 7 a 14 dias de cura. O solo-cimento também tem sido utilizado com sucesso como sub-base de pavimentos de concreto de cimento Portland. Valores de MR de solo-cimento variam de 2.000 MPa até mesmo acima de 10.000 MPa. A resistência à tração varia entre 0,6 a 2,0 MPa, dependendo do teor de cimento e tipo de solo (CERATTI, 1991). A resistência à compressão simples deve atender às especificações mínimas de norma (2,1 MPa), mas pode chegar até cerca de 7 a 8 MPa, dependendo do teor de cimento e da natureza do solo.

O solo-cimento foi largamente empregado na década de 1960 quando as obras de pavimentação se estenderam para regiões com escassez de pedreiras. Atualmente, os órgãos e concessionárias têm voltado a especificar o solo-cimento, mostrando-se novamente como um

material para competir com as tradicionais bases granulares de BGS. A figura 7.16(c) mostra um pavimento com solo-cimento na base. No DNIT estão disponíveis as seguintes normas sobre solo-cimento: DNIT 414/2019 (dosagem físico-química), DNIT 181/2018 (ensaio de MR) e DNIT 434/2021 (fadiga de solo-cimento).

O solo melhorado por cimento é empregado principalmente para alterar a plasticidade e melhorar a trabalhabilidade de certos solos em pista ou para atender às especificações granulométricas. Adicionalmente, apesar da porcentagem não ultrapassar cerca de 3% em massa, pode haver uma diminuição significativa de deformabilidade e diminuição da expansão em presença de água (MACEDO, 2004; OLIVEIRA, 2011). Algumas especificações indicam compactação não imediata após mistura, o que é uma opção questionável (MACEDO; MOTTA, 2006). Nesses casos, o solo melhorado por cimento é deixado em pilhas durante algumas horas ou mesmo dias para ter a agregação, alteração granulométrica e depois se fazer a compactação. No DNIT está disponível a especificação de serviço DNIT 140/2022 – Sub-base de solo melhorado com cimento.

### 7.3.8 Solo-cal

A estabilização de solo com cal segue os mesmos objetivos da mistura com cimento, seja para o enrijecimento, seja para a trabalhabilidade e redução da expansão. O solo-cal, aplicado preferencialmente a solos argilosos e siltosos caulínicos, tem sido utilizado principalmente como reforço de subleito ou sub-base. Alguns experimentos foram feitos empregando-se a mistura como base de pavimentos de baixo volume de tráfego, ora com sucesso, ora não.

O solo-cal tem um período muito maior de cura, comparado ao solo-cimento, para que haja as reações responsáveis pelo aumento de resistência (BOSCOV, 1987). Algumas tentativas têm sido feitas com misturas solo-cal-cimento, procurando aproveitar as qualidades benéficas de ambos os aditivos. O poder de estabilização da cal varia com sua pureza e origem. As reações rápidas (imediatas) provocam a floculação e permuta iônica, permitindo uma redução da plasticidade, que se traduz em uma melhor trabalhabilidade dos solos, e diminuição da expansibilidade. As reações lentas (ação cimentante) são resultantes das reações pozolânicas e de carbonatação. A cura é altamente influenciada pela temperatura. Em geral utiliza-se cal em teores entre 4 e 10% em massa. As figuras 7.16(e) e (f) ilustram a aplicação de cal em pista e uma base acabada de solo-cal com cerca de 30 anos em operação (LOVATO, 2004).

Algumas experiências de sucesso no Sul do país foram realizadas adicionando-se cal a materiais como areia de duna, conjuntamente com cinza volante como elemento reativo à cal – figura 7.16(d) (NARDI, 1988).

No DNIT encoram-se publicadas várias normas e especificações de serviço sobre solo-cal que podem auxiliar na melhoria das práticas dessa técnica tradicional de estabilização de solos. Inicialmente tem-se a norma DNIT 419/2019 ME que indica um método simples de estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo, com uso do ensaio de pH. Determina-se o teor mínimo de cal para a estabilização físico-química de um solo (solo-cal) por medida do pH do solo com vários teores de cal, com o objetivo de atingir o pH de 12,4. Esse método é uma estimativa que facilita a determinação do teor mínimo de cal para realização dos ensaios mecânicos. A elevação do pH provoca aglomeração e floculação das argilas, mudança granulométrica e diminuição da expansão por reações imediatas.

Além desta, estão disponíveis as seguintes normas:

- DNIT 418/2019-EM: pavimentação – cal virgem e cal hidratada – especificação de material;
- DNIT 420/2019 ES: adição de cal para estabilização de camada de base;
- DNIT 421/2020 ES: adição de cal para estabilização de camada de sub-base;
- DNIT 422/2020 ES: uso da cal para melhoria de subleito.

A norma DNIT 434/2021, citada para solo-cimento também se aplica a solo-cal.

Para a melhoria de subleito, o material proveniente de mistura de solo e cal em proporções previamente determinadas por processo de dosagem em laboratório, tem suas características físicas e mecânicas modificadas visando à redução de umidade, da plasticidade, da expansão e melhoria da compactação, com a finalidade de melhorar a trabalhabilidade e as características gerais do solo. Os teores usuais de cal estão situados na faixa de 2 a 4% em peso em relação ao peso do solo seco. A cal deve ser preferencialmente calcítica.

A ação pozolânica se dá pelo cálcio atacar quimicamente parte das argilas e o próprio quartzo dando origem a silicatos e aluminatos de cálcio que são produtos cimentantes.

A ação de carbonatação acontece com o anidrido carbônico do ar combinado com a cal transformando em carbonato de cálcio que agrega as partículas de solo.

Aconselha-se aos interessados em saber mais sobre solo-cal a leitura da tese de Castro (1995) que detalha todos os aspectos físico-químicos desse tipo de estabilização. Os solos areno-argilosos ou silto-argilosos são os mais propícios para estabilização com cimento.

## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO guide for design of pavement structures*. Washington, D.C., USA, 1986.
- \_\_\_\_\_. *AASHTO guide for design of pavement structures*. Washington, D.C., USA, 1993.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 1183: *materiais para sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento*. Rio de Janeiro, 1991.
- \_\_\_\_\_. NBR 11805: *materiais para sub-base ou base de solo-brita*. Rio de Janeiro, 1991.
- \_\_\_\_\_. NBR 11806: *materiais para sub-base ou base de brita graduada*. Rio de Janeiro, 1991c.
- \_\_\_\_\_. NBR 12261: *dosagem de brita graduada tratada com cimento*. Rio de Janeiro, 1991.
- \_\_\_\_\_. NBR 12262: *sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento (BGTC)*. Rio de Janeiro, 1991.
- \_\_\_\_\_. NBR 12264: *sub-base ou base de brita graduada*. Rio de Janeiro, 1991f.
- \_\_\_\_\_. NBR 12053: *solo-brita: determinação de dosagem*. Rio de Janeiro, 1992.
- \_\_\_\_\_. NBR 12265: *sub-base ou base de solo-brita*. Rio de Janeiro, 1992.
- \_\_\_\_\_. NBR 15115: *agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil: execução de camadas de pavimentação: procedimentos*. Rio de Janeiro, 2004.
- ALVARENGA, J. C. A. *Um estudo de avaliação estrutural e econômica de pavimentos flexíveis de escória de aciaria*. 2001. 143f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- AMARAL, S. C. *Estudo de misturas laterita-asfalto da região metropolitana de Belém – PA para revestimentos de pavimento*. 2004. 198f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- AZEVEDO, J. G. D.; SANTOS, C. B. D.; AMORIM, E. F. Análise geotécnica comparativa da aplicação de misturas de solo-RCD dos estados do Rio Grande do Norte e Mato Grosso em camadas de pavimentos urbanos. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Salvador: ABMS, 2018.
- BALBO, J. T. *Estudo das propriedades mecânicas das misturas de brita e cimento e sua aplicação aos pavimentos semirrígidos*. 1993. 181f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- BARRETO, A. C. *Desempenho técnico de misturas de diferentes tipos de solos com RCD para uso em obras de pavimentação*. 2020. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa 175 de Pós-graduação em Engenharia Civil. UFRN, Natal.
- BARROS, L. M. *et al.* Aspectos dos ensaios de deformação permanente e a perspectiva brasileira para utilização no dimensionamento de pavimentos asfálticos. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, 33., Anais...* Balneário Camboriú: Anpet, p. 1156-1167, 2019.

- BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; BARROSO, S. H. A. Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico a partir de ensaios de instrumentação em campo. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 18., Anais...* Anpet. Curitiba, 2014.
- BEJA, I. A. *Agregado reciclado de construção e demolição com adição de aglomerantes hidráulicos como sub-base de pavimentos*. 2014. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- BENKELMAN, A. C.; KINGHAM, R. I.; FANG, H. Y. Special deflection studies on flexible pavements. The AASHO road test – proceedings of a conference, St. Louis. *Special Report*, Washington, D.C., n. 73, p. 102-125, 1962.
- BERNUCCI, L. L. B. *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego*. 1995. 237f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- BONZANINI, J. A. F. *Estudo dos efeitos do tamanho de corpos de prova no módulo de resiliência de quatro solos*. 2011. Dissertação. UFRGS.
- BOSCOV, M. E. G. *Estudo comparativo do comportamento de um solo saprolítico e de um solo laterítico estabilizados com cal*. 1987. 157f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica USP, São Paulo.
- CABRAL, W. S.; BARROSO, S. H. A. Avaliação da influência do estado de tensões na deformação permanente de solos utilizados em pavimentação da microrregião de Mossoró/RN. *In: Anais do XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 19., Anais...* Salvador: Cobramseg, 2018.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; TORQUATO, S. A. Consideração da deformação permanente de solos ocorridos na Região Nordeste na análise mecanística-empírica de pavimentos. *Materia*, Rio de Janeiro, v. 26, p. 540, 2021.
- \_\_\_\_\_. *Exploração, análise comparativa e modelagem da deformação permanente de materiais granulares da microrregião de Mossoró/RN*. 2021. Tese (Doutorado). UFC, Fortaleza, CE.
- CAMACHO, J. *Peculiaridades de distribuição de umidades em bases de pavimento de solo arenoso fino laterítico*. 2002. 180f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- CARVALHO, C. A. B.; SÓRIA, M. H. A.; PARREIRA, A. B. Deformações permanentes de um solo submetido a um ensaio triaxial cíclico. *In: Reunião Anual de Pavimentação, 31., Anais...* São Paulo: ABPv, 1995.
- CASTELO BRANCO, V. T. F. *Caracterização de misturas asfálticas com o uso de escória de aciaria como agregado*. 2004. 145f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- CASTRO, B. A. C. *Caracterização geotécnica de solos da região central de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias*. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- CERATTI, J. A. P. *Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos*. 1991. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.

- CHAVES, F. J. *Caracterização geotécnica de solos da formação barreiras da região metropolitana de Fortaleza para aplicação em obras rodoviárias*. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). UFRJ.
- COMITEE ON TROPICAL SOILS OF ISSMFE. Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils. *Progress Report 1982-1985*. Theme 1. ABMS, 1985.
- COSTA, J. H. *Caracterização geotécnica dos solos finos, da faixa litorânea e tabuleiros costeiros do estado de Sergipe, visando aplicação em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego*. 2006. 318f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFPE.
- COUTO, J. B. *Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental*. 2009. 163f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia. UFRGS, Porto Alegre.
- DALLA ROZA, A. E.; LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G. Avaliação da correlação entre o módulo de resiliência e a classificação MCT de solos finos argilosos. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 32., Anais...* Gramado: Anpet, 2018.
- DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Plastic behavior of granular materials. *Final Report ARC Project, n. 933*, University of Nottingham, 1999. Reference PRG99014.
- DELGADO, B. G.; GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G. A teoria do *shakedown* aplicada à pavimentação com solos tropicais. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 17., Anais...* Goiânia: Cobramseg, 2014.
- \_\_\_\_\_. *Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na estrada de ferro Carajás*. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas). UFOP.
- DER-SP – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Manual de normas de pavimentação*. São Paulo: DER-SP, 1991.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. CLA 259: *classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura*. Rio de Janeiro, 1996. 6p.
- \_\_\_\_\_. ME 228/94: *solos: compactação em equipamento miniatura*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 256/94: *solos compactados com equipamento miniatura: determinação da perda de massa por imersão*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 258/94: *solos compactados em equipamento miniatura: mini-MCV*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. *Manual de pavimentação*. 2. ed. IPR Publicação n. 697/100. Rio de Janeiro: DNER, 1996. 320p.
- \_\_\_\_\_. ES 301: *pavimentação: sub-base estabilizada granulometricamente*. Rio de Janeiro, 1997a.
- \_\_\_\_\_. ES 303: *pavimentação: base estabilizada granulometricamente*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 304: *pavimentação: base de solo melhorado com cimento*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 305: *pavimentação: base de solo cimento*. Rio de Janeiro, 1997.

- \_\_\_\_\_. ES 316: *pavimentação*: base de macadame hidráulico. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ME 254: *solos compactados em equipamento miniatura*: mini-CBR e expansão. Rio de Janeiro, 1997.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 141/2010 – ES. *Pavimentação – base estabilizada granulometricamente – especificação de serviço*. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. DNIT 139/2010 – ES. *Pavimentação – sub-base estabilizada granulometricamente – especificação de serviço*. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. NORMA DNIT 152/2010-ES. *Pavimentação – macadame hidráulico – especificação de serviço*. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. ME 134/2018. *Pavimentação – solos – determinação do módulo de resiliência – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT179/2018-IE. *Pavimentação – solos – determinação da deformação permanente – instrução de ensaio*. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT 140/2022-ES. *Pavimentação – sub-base de solo melhorado com cimento*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 172/2016-ME. *Pavimentação – determinação do ISC utilizando amostras não trabalhadas*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 434/2021-ME. *Pavimentação – ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camada estabilizada quimicamente*.
- FEDRIGO, W. *Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland*: definição das bases para um método de dosagem. 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil. UFRGS, Porto Alegre.
- \_\_\_\_\_. *Factors affecting strength, stiffness and fatigue behaviour of cold recycled cement-treated mixtures*. 2019. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil. UFRGS, Porto Alegre.
- FERNANDES, C. G. *Caracterização mecânica de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição dos municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para uso em pavimentação*. 2004. 109f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- FERRI, S. *Contribuições ao estudo do comportamento mecânico de solos de subleito para fins de projeto de pavimentos asfálticos*. 2018. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- FONSECA, L. F. S. *Análise das soluções de pavimentação do programa Crema 2ª etapa do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).
- FORTES, R. M.; NOGAMI, J. S. Método expedito de identificação do grupo MCT de solos tropicais utilizando-se anéis de PVC rígido. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 25., São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABPv, v. 1, p. 591-604, 1991.



- FRANCO, F. *Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav*. 2007. Doutorado. Coppe/UFRJ.
- FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. *MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional*. Manual de utilização. Versão 1.0.0. Rio de Janeiro, 2018. 70p.
- FREITAS, H. B. *Misturas asfálticas de módulo elevado com uso de escória de aciaria como agregado*. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- FREITAS, J. B. *Análise de parâmetros para projetos mecânicos-empíricos de pavimentos asfálticos em Goiás*. 2019. Dissertação (Mestrado). UFG, Goiânia.
- FRITZEN, M. A. *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio-Teresópolis*. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- \_\_\_\_\_. *Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos*. 2016. Tese (Doutorado). Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- GOMES, M. S.; GUIMARÃES, A. C. R.; MARQUES, M. E. S. Estudo da influência do tipo de finos no comportamento resiliente de solos tropicais para uso em pavimentos. *Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais*, v. 9, n. 5, p. 78-87, 2018.
- GODOY, H. *Identificação e classificação geotécnica de latossolos do estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT*. 1997. 132f. Tese (Doutorado). Instituto de Geociências USP.
- GODOY, H.; BERNUCCI, L. L. B. O método das pastilhas na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos: um recurso didático. *In: Congresso de Pesquisa em Transportes*, 16., 2002, Natal. *Anais...* Rio de Janeiro: Anpet, v. 1. p. 145-56, 2002.
- GUATIMOSIM, F. V. *Comportamento mecânico e desempenho estrutural de materiais reciclados e estabilizados com espuma de asfalto*. 2015. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- GUIMARÃES, A. C. R. *Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis*. 2001. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Coppe/UFRJ.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. Estudo de deformação permanente em solo típico de subleito de rodovia brasileira. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 33. Florianópolis: ABPv, p. 336-354, 2001.
- \_\_\_\_\_. *Um método mecânico-empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. 2009. Tese (Doutorado). Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- HERMES, T. B.; ECHEVERRIA, J. A. S. Deformação permanente em pavimento dimensionado para baixo tráfego sendo utilizado por alto tráfego. *Revista Estradas*, Porto Alegre, 2014.
- HVEEM, F. N. Pavement deflections and fatigue failures. *In: Annual Meeting*, 34., 1955. Bulletin, n. 114, p. 43-73, 1955.
- \_\_\_\_\_. *et al.* The effect of resilience-deflection relationship on the structural design of asphaltic pavements. *In: Inter. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements*, 1962. *Proceedings...* USA: Ann Arbor, p. 649-66, 1963.

- JIMÉNEZ, A. M. G. *Estudo experimental de um resíduo de construção e demolição (RCD) para utilização em pavimentação*. 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). UnB, Brasília.
- KERN, C. *Análise de desempenho de pavimentos da rede temática do asfalto no Rio Grande do Sul – a avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático*. 2017. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.
- KLEYN, E. G. *The use of the dynamic cone penetrometer (DCP)*. Pretoria: Transvaal Roads Department, 1975.
- LEITE, F. C. *Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos*. 2007. Dissertação (Mestrado em 178 Engenharia de Transportes) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, USP, São Paulo.
- LEKARP, F.; DAWSON, A. Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*, v. 12, n. 1, p. 9-18, Elsevier Science Ltd., 1998.
- \_\_\_\_\_. *Resilient and permanent deformation behavior of unbound aggregates under repeated loading*. 1999. Tese (Doutorado). KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- \_\_\_\_\_; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering ASCE*, v. 126, n. 1, Jan./Feb., p. 66-75, 2000a.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, v. 126, n. 1, p. 76-83, 2000b.
- LENTZ, R. W.; BALADI, G. Y. Prediction of permanent strain in sand subjected to cyclic loading. *Transportation Research Record*, n. 749, 1980.
- LIMA, C. D. A. *Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos*. 2016. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil. Coppe/UFRJ. Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_. *Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas*. 2020. Tese (Doutorado) – Programa de Engenharia Civil. Coppe/UFRJ. Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. D.; RODRIGUES, A. C. Estudo da deformação permanente de britas granito-gnaiss para uso em base e sub-base de pavimentos. *Transportes*, v. 25, n. 2, p. 41-52, 2017.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Contribution to the study of Brazilian tropical soils as pavement materials. *In: Conference on Asphalt Pavements*, 13., *Anais...* Fortaleza: ISAP, p. 1-8, 2018.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Effects of compaction moisture content on permanent deformation of soils subjected to repeated triaxial load tests. *Transportation Research Record*, v. 2673, n. 2, p. 466-476, 2019.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Análise das tensões aplicadas nos ensaios de deformação permanente de solos e britas para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 33., *Anais...* Balneário Camboriú: Anpet, 2019.

- \_\_\_\_\_; UBALDO, M. O.; MOTTA, L. M. G. Caracterização da deformabilidade de britas graduadas para dimensionamento pelo método M-E brasileiro. *In: Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto, 20., Anais...* Cila: Guadalajara, México, 2019.
- LIVNEH, M. *In-situ* CBR testing by indirect methods. *In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2., Proceedings.* Rio de Janeiro: Publications Committee of XIIIICSMFE, v. 1, p. 267-70, 19899.
- LOPES, L. S. L. *et al.* Aplicabilidade de misturas de solo/cinzas de carvão mineral/cal em camadas de base de pavimentos. *In: Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 7.; Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 6.* Belo Horizonte, MG, 2011.
- LOVATO, R.S. *Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal aplicado à pavimentação.* 2004. 164f. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- MACEDO, M. M. *Solos modificados com cimento – efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos.* 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFPe.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. Comportamento de solo melhorado com cimento para uso em pavimentação sob carga repetida. *In: Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia de Infraestrutura de Transportes, 2006, Curitiba. III CLBG.* São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica de Solos – ABMS, 2006.
- MAGALHÃES, S. *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho.* 2004. 197f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- MALYSZ, R. *Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação.* 2004. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- \_\_\_\_\_. *Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos.* 2009. Tese (Doutorado). UFRGS, Porto Alegre.
- MATTOS, J. R. G. *Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS: a implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul.* 2014. Tese (Doutorado). UFRGS, Porto Alegre.
- MEDINA, J. *Mecânica dos pavimentos.* 1. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. Resilient behavior of Brazilian tropical soils in pavement design. *In: International Symposium on Pavement Evaluation and Overlay Design, Rio de Janeiro. Proceedings...* Rio de Janeiro: ABPv, v. 1, p. 1.1.1-22, 1989.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Mecânica dos pavimentos.* 3. ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. SANTOS, J. D. G. Deformability characteristics of Brazilian laterites. *Geotechnical & Geological Engineering*, v. 24, n. 4, 2006.
- MEDRADO, W. A. *Caracterização geotécnica de solo da região Norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias.* 2009. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). UFOP.
- MELLO, L. B. *et al.* Solo-brita em base de pavimento flexível: avaliação quanto à fadiga utilizando o MeDiNa. *Anuário do Instituto de Geociências UFRJ*, v. 44, p. 35192, 2021. ISSN 0101-9759.

- MICELI JUNIOR, G. *Comportamento de solos do estado do Rio de Janeiro estabilizados com emulsão asfáltica*. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). IME.
- MONISMITH, C. L. *et al.* Prediction of pavement deflections from laboratory tests. *In: International Conference on The Structural Design of Asphalt Pavements*. 1967. *Proceedings...* Ann Arbor, USA, 1967. p. 52-88.
- MOREIRA, E. D. *Desempenho de dois trechos de solo emulsão em vias de baixo volume de tráfego*. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFOP.
- MOTTA, L. M. G. *et al.* Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 24., 1990, Belém do Pará. *Anais...* Belém: ABPv, p. 233-55, 1990.
- \_\_\_\_\_. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. 1991. 336f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. UFRJ.
- \_\_\_\_\_; PINTO, S. Três estudos de ensaios dinâmicos usados como fator de decisão na escolha de materiais de pavimentação. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 28., Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv. Rio de Janeiro, 1994.
- MOTTA, R. S. *Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego*. 2005. 134f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- NARDI, J. V. Cinza: uma alternativa na construção de pavimentos – noções gerais. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 23., 1988, Florianópolis. *Anais...* Florianópolis: ABPv, p. 287-309, 1988.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. *In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, 1981, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Coppe/CNPq/ABMS, 1981.
- \_\_\_\_\_. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Editora Vilibor, 1995.
- \_\_\_\_\_; VILLIBOR, D.F. *Pavimentos econômicos: tecnologia do uso de solos finos lateríticos*. São Paulo: Arte & Ciências, 2009.
- NORBACK, C.; MOTTA, L. M. G. Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de duas misturas solo-brita. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da Anpet*, 32., 2018. *Anais...* Gramado: Anpet, p. 2098-2109, 2018.
- \_\_\_\_\_. *Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas de solo-brita*. 2018. 180f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFRJ, Rio de Janeiro.
- NÚÑEZ, W. P. *Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados*. 1997. Tese (Doutorado). UFRGS, Porto Alegre.
- OLIVEIRA, J. M. A. *Estudo geotécnico de solo-brita para fins de pavimentação*. Angicos: Ufersa, p. 43, 2020.
- OLIVEIRA JÚNIOR, J. M. R.; ARAÚJO, C. B. C. D.; AYRES, T. M. D. C. Estudo comparativo entre solo seixo e solo brita para fins de pavimentação. *Revista Tecnologia*, v. 39, n. 1, p. 1-17, 2018.

- OLIVEIRA, R. F. V. *Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos*. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas). UFOP.
- PARENTE, E. B.; BOAVISTA, A. H.; SOARES, J. B. Estudo de comportamento mecânico de misturas de solo e escória de aciaria para aplicação na construção rodoviária na região metropolitana de Fortaleza. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*. Rio de Janeiro: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2003.
- PEREIRA, L. A. F. *Análise comparativa de estruturas de pavimentos utilizando RCD e dimensionadas a partir de parâmetros distintos*. 2021. Dissertação. UFRN.
- PEZO, R. F. *et al.* Development of reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design. *Research Report*, v. 1177, n. 1, p. 190-194, 1992.
- POLIVANOV, H. *et al.* Argilas calcinadas para uso em pavimentos rodoviários. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA)*, v. 4, p. 33-46, 2014.
- PORTER, O. J. Development of the original method for highway design. Development of CBR flexible pavement design method for airfields. *Transactions of American Society of Civil Engineers*, New York, v. 115, p. 461-7, 1950.
- PRADO, K.; ALBUQUERQUE, F. S.; ALMEIDA, G. B. O. Influence of granulometry, cement content, and moisture in the mechanical performance of the cemented crushed stone. *Transportes*, v. 28, n. 1, p. 81-98, 2020.
- PREGO, A. S. S. *A memória da pavimentação no Brasil*. Rio de Janeiro: ABPv, 1996.
- PREUSSLER, E. S. *Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso*. 1978. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- \_\_\_\_\_. *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camada de reforço*. 1983. Tese (Doutorado). Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- QUINTANILHA, F. S. *Avaliação de utilização e desempenho de resíduos de construção e demolição em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis*. 2008. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Meio Ambiente. UFG, Goiânia.
- RAMOS, C. R. *Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do município do Rio de Janeiro*. 2003. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil. Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- RESENDE, A. D. *Utilização da escória de aciaria pura e com adição de argila como camada de base em pavimentação rodoviária*. 2010. Dissertação (Mestrado). UFOP, Ouro Preto.
- REZENDE, D. S. V. *Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários*. 2009. Tese (Doutorado). UFV, Viçosa.
- RIBEIRO, M. M. P. *Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- \_\_\_\_\_; SILVA, M. F.; FURLAN, A. P. Estudo de modelos de previsão da deformação permanente para um solo arenoso laterítico. *In: Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 22., Gramado, 2018.

- RIBEIRO, R. S. *Utilização de agregados de argila calcinada em pavimentação: uma alternativa para o Estado do Acre*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- RICCI, E.; VASCONCELOS, J. F.; KRAEMER, J. L. Estudos geotécnicos da pesquisa para avaliação estrutural de pavimentos. *Documento de Trabalho*, n. 2. Rio de Janeiro: IPR/DNER, 1983.
- RÖHM, S. A. *Consideração sobre penetrômetros dinâmicos leves aplicados na construção e avaliação de pavimentos de baixo custo*. 1984. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- ROZA, A. E. D. *Contribuição para o projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso*. 2018. 178f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFRJ, Rio de Janeiro.
- SANT'ANA, W. C. *Contribuição ao estudo de solo-emulsão em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego para o Estado do Maranhão*. 2009. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- SANTOS, A. B. V. *Contribuições para um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos: influência da temperatura e da velocidade de tráfego na previsão de área trincada*. 2020. Dissertação (Mestrado). UFC.
- SANTOS, J. D. G. *Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento*. 1998. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- SANTOS, M. S. *Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria*. 2015. Dissertação (Mestrado). UFSM, Santa Maria.
- SANTOS, T. A. *et al.* Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. *Transportes*, v. 27, n. 1, 2019.
- SEED, H. B.; CHAN, C. K. Effect of stress history and frequency of stress application on deformation of clay subgrades under repeated loading. *In: Annual Meeting Highway Research Board*, 37., 1958. *Proceedings...* p. 555-75.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; LEE, C. E. Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. *In: International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, 1962. *Proceedings...* Ann Arbor, USA, p. 611-36, 1963.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; MONISMITH, C. L. Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay. *In: Annual Meeting Highway Research Board*, 34., 1955. p. 541-58.
- \_\_\_\_\_ *et al.* Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated-load tests. National Cooperative Highway Research Program, *Report*, n. 35, Highway Research Board, 1967.
- SHARP, R. W.; BOOKER, J. R. Shakedown of pavements under moving surface loads. *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, n. 110, p. 1-14, 1984.
- SILVA, B. A. *Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso*. 2003. Dissertação (Mestrado). IME, Rio de Janeiro.

- \_\_\_\_\_. *Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza*. 2009. Tese (Doutorado) – Programa de Engenharia Civil. Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SILVA, M. F. *et al.* Effect of compaction water content and stress ratio on permanent deformation of a subgrade lateritic soil. *Transportation Geotechnics*, n. 26, p. 100443, 2021.
- SOARES, J. B. Reflexões sobre um programa de pesquisa científica para a infraestrutura viária do Brasil. *Transportes*, v. 28, n. 5, p. 154-168, 2020.
- \_\_\_\_\_; MORENO, A. M.; MOTTA, L. M. G. Aspectos gerais de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro. *Revista Pavimentação*, v. 4, n. 1, p. 20-35, 2009.
- SOLIMAN, H.; SHALABY, A. Permanent deformation behavior of unbound granular base materials with varying moisture and fines content. *Transportation Geotechnics*, v. 37, n. 4, p. 1-12, Jun. 2015.
- SOLIZ, V. V. P. *Estudo de três solos estabilizados com emulsão asfáltica*. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- SONG, Y.; OOI, P. S. K. Interpretation of shakedown limit from multistage permanent deformation tests. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., n. 2167, p. 72-82, 2010.
- SOUSA, W. F. D. *Estudo sobre a aplicação de agregado reciclado de concreto em construção de pavimentos*. 2011. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- SOUZA, M. L. *Pesquisa sobre métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: IPR, 192-GTPv-66-14, 1966.
- \_\_\_\_\_. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. 2. ed. Rio de Janeiro: DNER, 1979.
- \_\_\_\_\_. *Pavimentação rodoviária*. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 1980.
- \_\_\_\_\_ *et al.* Pavement performance analysis and attempt to reevaluate flexible pavement design criteria adopted by Brazil's National Highway Department. *In: World Meeting International Road Federation*, 8., Tóquio, 1977.
- SOUZA JR, J. G. *Aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos a trechos de uma rodovia federal*. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- SVENSON, M. *Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos*. 1980. 135f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFRJ.
- SUZUKI, C. Y. *Contribuição ao estudo de pavimentos rodoviários com estrutura invertida (sub-base cimentada)*. 1992. 436f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- TAKEDA, M. C. *A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. 2006. Tese (Doutorado). USP, São Paulo.
- \_\_\_\_\_ *et al.* Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais frente à variação de umidade pós-compactação. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 8., Anais... Curitiba: Cobramseg, 2006.

- \_\_\_\_\_; PARREIRA, A. B.; MOTTA, L. M. G. A influência da variação de umidade pós-compactação no módulo de resiliência de solos tropicais. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 20., Anais...* Brasília: Anpet, 2016.
- THULER, R. B. *Estudo de solos do estado do Rio de Janeiro para aplicação em rodovias de baixo volume de tráfego*. 2005. 120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ.
- TRICHÊS, G.; CARDOSO, A. B. Avaliação da capacidade de aterros e subleito de rodovias utilizando o penetrômetro dinâmico de cone e a viga Benkelman. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 13., 1999, São Carlos. Anais...* São Carlos: Anpet, v. 1. p. 406-16, 1999.
- TSENG, K.; LYTTON, R. *Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials*. Implication of aggregates in the design, construction, and performance of flexible pavements. ASTM STP 1016, ASTM, p. 154-172, 1989.
- UBALDO, M. O. *et al.* Comparação entre avaliação de campo e o método de dimensionamento nacional em relação à deformação permanente. *Revista Estradas*, v. 23, p. 29-37, 2018.
- VERTAMATTI, E. *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. 1988. Tese (Doutorado). ITA, São José dos Campos.
- VILLIBOR, D. F. *Pavimentos econômicos*. Novas considerações. 1981. 224f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- WERKMEISTER, S. *et al.* *Deformation behavior of granular materials under repeated dynamic load*. Monte Verità: Environmental Geomechanics, 2002.
- \_\_\_\_\_. *Permanent deformation behavior of unbound granular materials in pavement constructions*. 2003. 189f. Tese (Doutorado). Universidade Técnica de Dresden, Alemanha.
- \_\_\_\_\_; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Pavement design for unbound granular materials. *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Sep./Oct., 2004.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. *Principles of pavement design*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.
- ZAGO, J. P. *Avaliação de quatro solos tropicais para sublastro da Estrada de Ferro Carajás*. 2016. Dissertação (Mestrado). UFSM, Santa Maria.



# Técnicas executivas de camadas asfálticas

## 8.1 INTRODUÇÃO

O bom desempenho de camadas asfálticas em geral depende da utilização de procedimentos corretos em diversas etapas: projeto estrutural, escolha adequada de materiais e formulações de proporções ou misturas que atendam aos condicionantes de uso da camada, e uso de técnicas adequadas de produção, distribuição e execução das camadas asfálticas na pista. Este capítulo aborda (i) a produção das misturas asfálticas em usinas, em veículos e equipamentos especiais e *in situ*, no caso de alternativa de execução de misturas recicladas; (ii) o transporte e a distribuição na pista das misturas asfálticas ou dos materiais para tratamentos superficiais; (iii) as técnicas de densificação e acabamento; (iv) assim como de algumas técnicas de controle executivo.

Como tudo na indústria, na área de equipamentos de pavimentação o mercado está sempre evoluindo e o engenheiro de pavimentação deve estar atento a esse fato. Este comentário vale para todos os itens descritos; as figuras que ilustram este capítulo são meramente ilustrativas, não representando a preferência dos autores. Há sempre mais de um modelo ou fornecedor, mas o escopo do livro não comporta comparações entre eles, o que deve ser pesquisado pelo leitor que for montar uma usina ou uma frota de equipamentos de compactação de revestimentos asfálticos. Recomenda-se fortemente a busca de informações mais detalhadas sobre cada equipamento.

## 8.2 USINAS ASFÁLTICAS PARA PRODUÇÃO DE MISTURAS PARA REVESTIMENTOS

A obtenção de uma mistura asfáltica envolve a associação de agregado e fíler com ligante asfáltico, em proporções predeterminadas no projeto de dosagem, para produzir uma massa homogênea de acordo com especificações e critérios adotados, conforme visto no capítulo 5. Antes da mistura com o ligante asfáltico, o agregado deve ser composto na graduação especificada por meio de mistura de diferentes frações granulométricas, podendo ainda ter adição de fíler ou aditivos especiais, como fibras. Se o ligante a ser misturado é um cimento asfáltico de petróleo, o agregado deve ser aquecido previamente para remoção de umidade e para ter sua temperatura elevada para que seja possível seu envolvimento pelo ligante asfáltico. Esses procedimentos são realizados em instalações apropriadas conhecidas como usinas de asfalto – simplificação da designação, visto que se trata de usinas para a produção de misturas asfálticas a quente ou misturas asfálticas mornas. Caso o ligante utilizado seja a emulsão asfáltica, as usinas são para misturas asfálticas a frio.

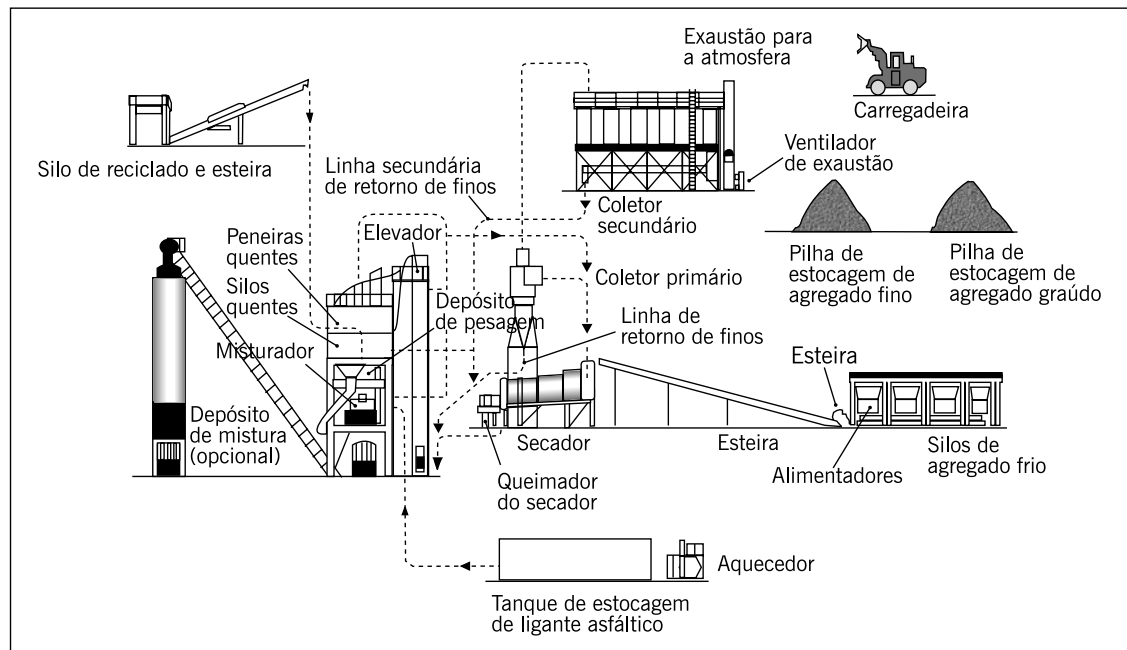
## 8.2.1 Tipos de usinas de asfalto para misturas a quente

O objetivo básico das usinas de asfalto é proporcionar de forma adequada a mistura de frações de agregados, aquecer essa mistura e o ligante asfáltico, e misturar todos esses materiais, produzindo misturas asfálticas dentro de características previamente especificadas.

Uma usina de asfalto é um conjunto de equipamentos mecânicos e eletrônicos interconectados de forma a produzir misturas asfálticas com qualidade. Variam em capacidade de produção e princípios de proporcionamento dos componentes, podendo ser estacionárias ou móveis.

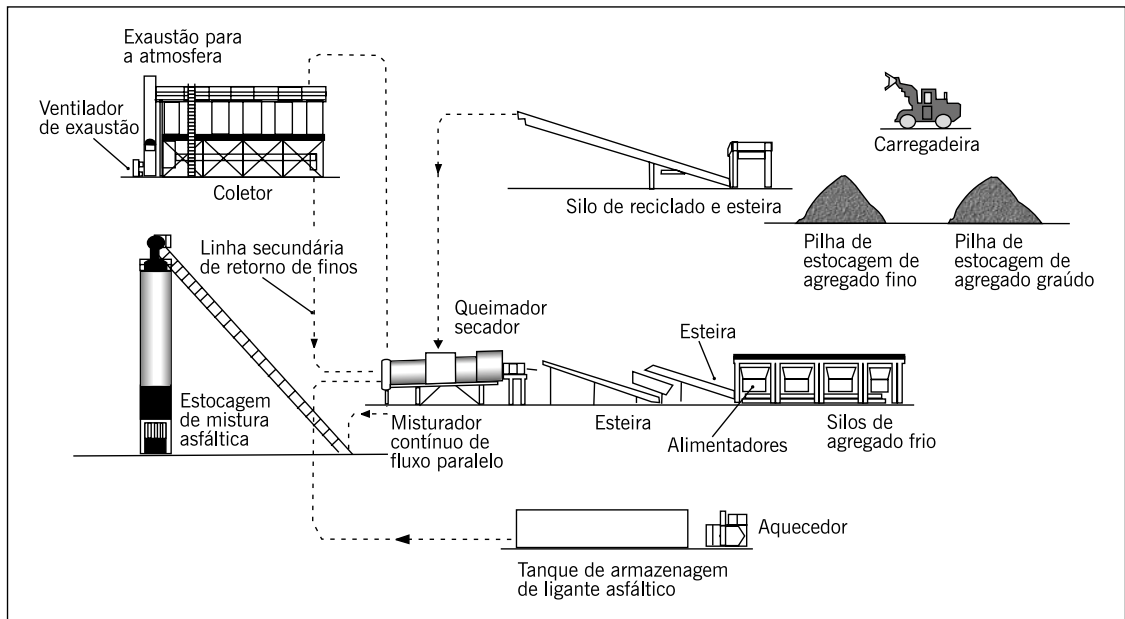
Existem dois tipos básicos de usina de asfalto que são: a usina de produção por batelada ou gravimétrica, conforme princípio geral exposto na figura 8.1, que produz quantidades unitárias de misturas asfálticas a cada operação, e a usina de produção contínua ou drum-mixer, conforme a figura 8.2, cuja produção é contínua, como a própria designação classifica. As figuras 8.3 e 8.4 mostram exemplos dessas usinas. Os dois tipos de usinas têm condições de produzir as misturas asfálticas em uso corrente no país. Normalmente, as misturas asfálticas, mesmo com características particulares, não exigem sua produção em um tipo específico de usina, a não ser as misturas recicladas, que precisam de concepção de usinas específica para receber os agregados provenientes de fresagem de revestimentos asfálticos deteriorados ou de uma usina com concepção tradicional que apresenta uma certa adaptação para receber o material fresado.

**Figura 8.1** – Representação esquemática de uma usina asfáltica por batelada



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

**Figura 8.2** – Representação esquemática de uma usina asfáltica contínua



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

**Figura 8.3** – Exemplo de uma usina asfáltica por batelada ou gravimétrica



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

**Figura 8.4** – Exemplo de uma usina asfáltica contínua (Foto: Ciber Ltda.)



Fonte: Elaborada pelos autores.

### **8.2.2 Operações básicas envolvidas na produção de misturas asfálticas a quente**

As operações envolvidas na produção de misturas asfálticas a quente são as seguintes, descritas brevemente adiante:

- estocagem e manuseio dos materiais componentes das misturas asfálticas na área da usina;
- proporcionamento e alimentação do agregado frio no secador;
- secagem e aquecimento eficiente do agregado à temperatura apropriada;
- controle e coleta de pó no secador;
- proporcionamento, alimentação e mistura do ligante asfáltico com o agregado aquecido;
- estocagem, distribuição, pesagem e manuseio das misturas asfálticas produzidas.

#### **Estocagem e manuseio dos materiais componentes das misturas asfálticas na área da usina**

Os agregados devem ser manuseados e estocados de maneira a evitar contaminação e minimizar sua degradação e segregação. A área de estocagem deve ser limpa para a prevenção da contaminação do agregado. Deve ser também devidamente drenada para evitar acúmulo de umidade. Preferencialmente, a estocagem de agregados deve ser feita em locais cobertos para evitar a ação de precipitação de águas – figura 8.5.

O ligante asfáltico deve ser estocado em quantidade suficiente para manter a operação da usina de forma regular. Em geral, dois ou mais tanques são necessários, sendo um tanque abastecedor durante a usinagem e os demais de estocagem do ligante asfáltico. A figura 8.6 apresenta um exemplo de tanque horizontal de ligante asfáltico.

**Figura 8.5** – Exemplo de estoques e silos cobertos para proteção dos materiais de uma usina gravimétrica



Fonte: Elaborada pelos autores..

**Figura 8.6** – Exemplo de tanques horizontais para armazenamento com aquecimento de ligantes asfálticos de uma usina gravimétrica



Fonte: Elaborada pelos autores.

O ligante asfáltico deve ser mantido fluido o suficiente para que possa se movimentar através dos dutos e ser utilizado na operação de usinagem. Para isso, os tanques devem ter sistema de aquecimento através de circulação de óleo térmico ou elétrico. Nunca deve ser utilizado aquecimento através de chama em contato com o tanque ou seu conteúdo. Faz-se necessária uma

atenção especial quanto às temperaturas de estocagem e usinagem de ligantes asfálticos, visto que, quando superaquecidos, esses materiais podem sofrer degradação térmica, o que, por sua vez, pode levar à perda das suas características aglutinantes. Na tabela 8.1 estão indicadas, como exemplo de ordem de grandeza, faixas de temperaturas de estocagem e usinagem de alguns tipos de ligantes asfálticos e do agregado.

**TABELA 8.1 – EXEMPLO DE TEMPERATURAS DE ESTOCAGEM E USINAGEM DE ALGUNS LIGANTES ASFÁLTICOS E DO AGREGADO (ILUSTRATIVAS)**

Tipo de Ligante	Temperatura de estocagem do ligante, máxima, °C	Temperatura de usinagem, °C	
		Ligante	Agregado
CAP – 50/70	160	150 – 155	160 – 165
Asfalto modificado por polímero 55/75-E	170	160 – 165	170 – 175
Asfalto modificado por polímero 60/85-E	175	165 – 170	175 – 180
Asfalto modificado por polímero 65/90-E	180	170 – 175	180 – 185
Asfalto modificado por 15,0% de borracha de pneus	185	170 – 180	180 – 185

Fonte: Elaborada pelos autores.

### Proporcionamento e alimentação do agregado frio no secador

O sistema de silos frios é um dos principais componentes de uma usina asfáltica. Ele recebe agregados frios, separados em silos por tamanho dos grãos, proporciona as diferentes frações granulométricas e conduz para o secador. São compostos por uma série de pelo menos quatro silos, que são carregados individualmente com frações de agregados provenientes da zona de estocagem, conforme mostra a figura 8.7. Cuidados devem ser tomados a fim de evitar a mistura de frações granulométricas dos diferentes silos. Isto inclui o adequado dimensionamento da largura desses silos, a instalação de divisores verticais nos limites entre silos, o tipo de equipamento empregado para o carregamento dos silos e o não sobrecarregamento dos mesmos.

**Figura 8.7 – Exemplo de sistema de silos frios de agregados**



Fonte: Elaborada pelos autores.

Portas localizadas no fundo de cada silo controlam as quantidades de cada fração de agregado a ser transportada ao secador através de correia transportadora. A figura 8.8(a) mostra o controle no fundo de cada silo e a figura 8.8(b) mostra a correia transportadora de agregados para o secador.

**Figura 8.8** – Exemplo de controle de alimentação de agregados de um silo frio e correia transportadora de agregados para o secador



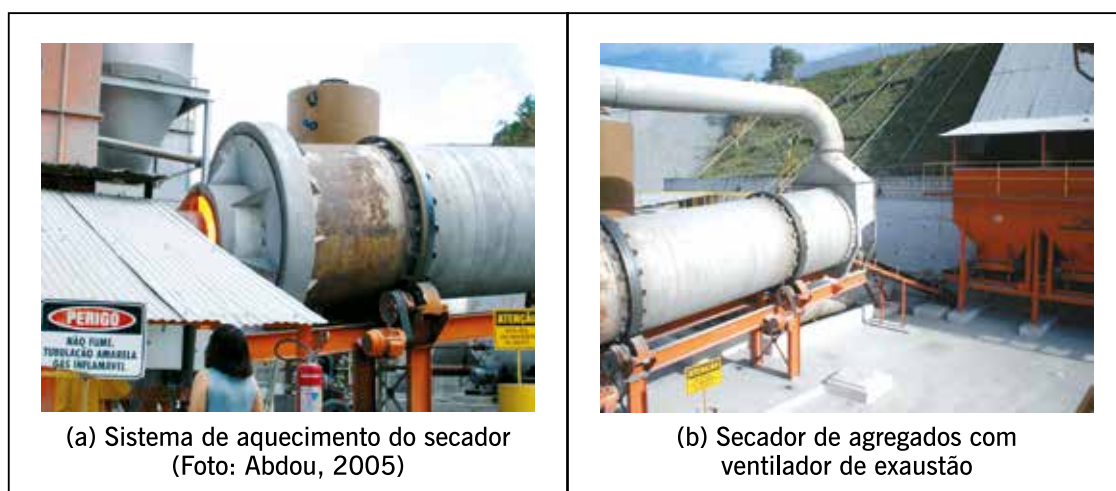
Fonte: Elaborada pelos autores.

### Secagem e aquecimento eficiente do agregado à temperatura apropriada

Os agregados devidamente proporcionados provenientes dos silos frios são conduzidos ao tambor secador onde são secos e aquecidos à temperatura adequada.

O secador é um cilindro rotatório com diâmetro entre 1,5 m e 3,0 m e comprimento entre 6,0 m e 12,0 m, dependendo da capacidade da usina. A figura 8.9(a) mostra um exemplo de secador. O sistema possui um queimador de óleo ou gás numa extremidade e um ventilador de exaustão na outra – figura 8.9(b). Tem-se priorizado o uso de gás como fonte energética para a redução de emissões de gases de efeito estufa.

**Figura 8.9** – Exemplo de secador e sistema de aquecimento para secagem dos agregados

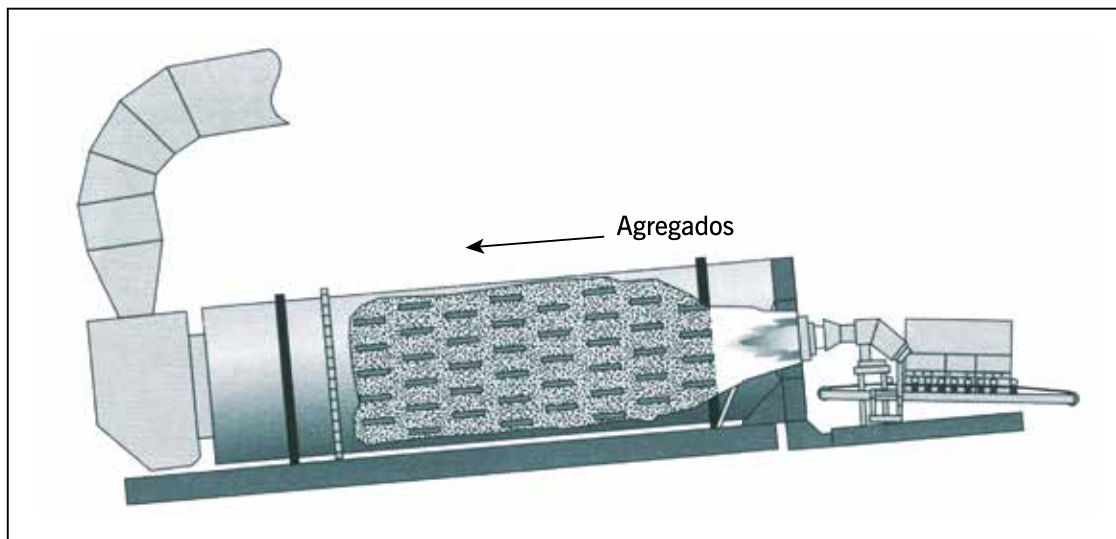


Fonte: Elaborada pelos autores.

Há dois tipos básicos de secadores, diferenciados pela relação entre o fluxo de agregados e o fluxo de ar no seu interior.

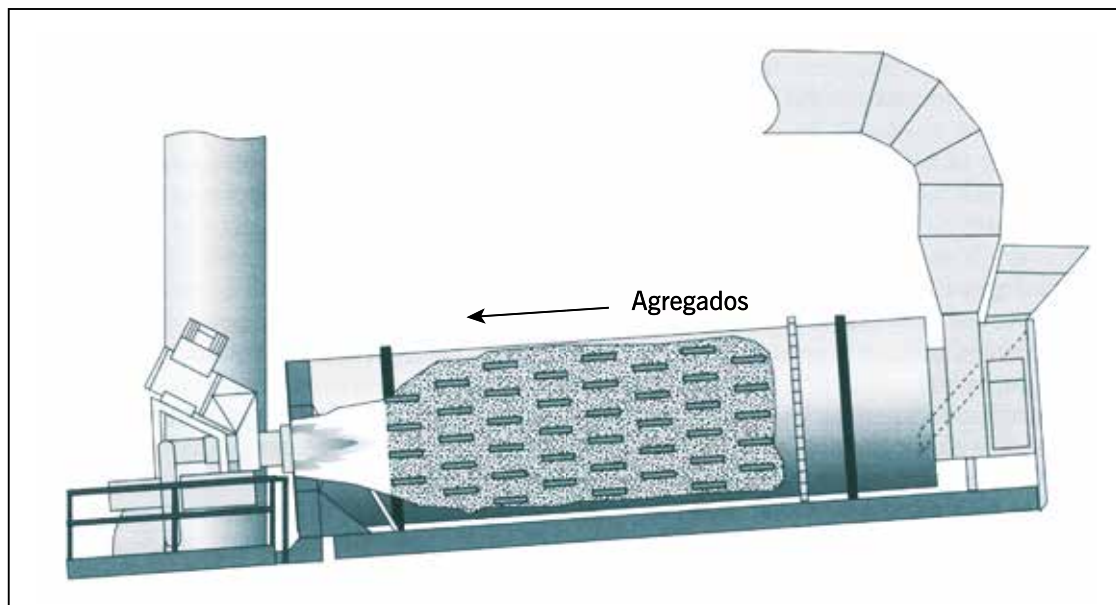
Nos secadores de fluxo paralelo o agregado e o ar fluem na mesma direção, conforme mostra a figura 8.10. Nesses secadores o agregado frio é introduzido no secador na mesma extremidade onde existe o queimador, e movimentam-se na direção da outra extremidade. Nos secadores de contrafluxo, o agregado e o fluxo de ar aquecido movimentam-se em direções opostas, conforme o esquema mostrado na figura 8.11. As usinas asfálticas mais modernas são em sua grande maioria equipadas com secadores do tipo contrafluxo.

**Figura 8.10** – Secador de fluxo paralelo



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

**Figura 8.11** – Secador de contrafluxo



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

### Controle e coleta de pó no secador

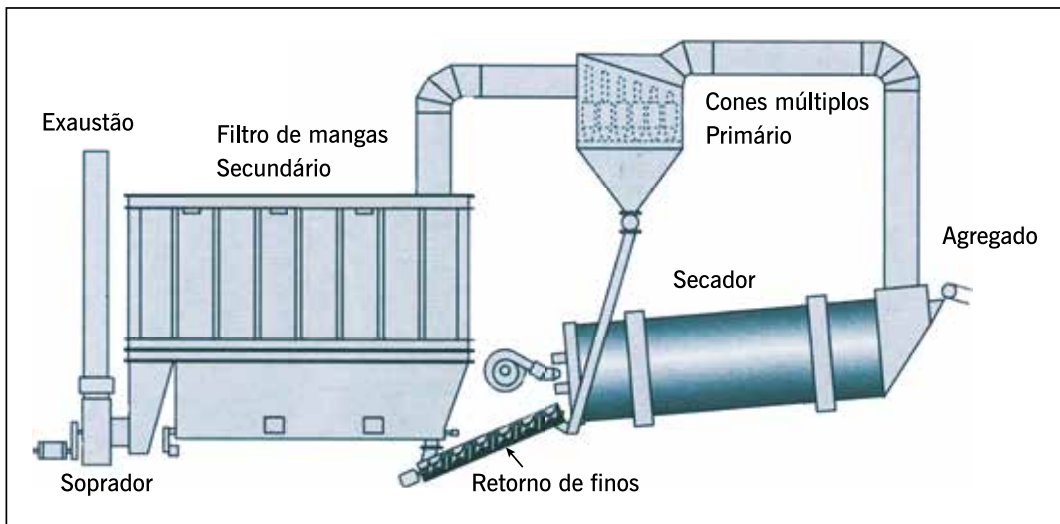
O ar que flui através do secador carrega com ele gases de exaustão e pequena quantidade de partículas de pó proveniente dos agregados. Essas partículas devem ser recolhidas antes



que sejam descarregadas na atmosfera, por meio de um sistema de controle de emissões. Esse sistema é composto, na maioria das usinas de asfalto, por coletores de pó, primários e secundários. Eles são instalados no final do secador e filtram o ar que entra no queimador e o que sai no sistema de exaustão, conforme o esquema mostrado na figura 8.12 e na foto de um exemplo do sistema na figura 8.13 (existem outros fabricantes de usinas no país).

O coletor primário tem como função recolher as partículas maiores de pó contidas nos gases de exaustão. Os coletores primários mais usuais são a caixa de queda e o tipo ciclone. O coletor secundário filtra e recolhe as partículas de pó mais finas. Os coletores secundários mais usuais são o filtro de mangas e o de coleta úmida. A coleta úmida atualmente está em desuso por questões ambientais visto que o pó recuperado não pode ser reincorporado à mistura asfáltica em produção e seu destino pode causar danos ao meio ambiente.

**Figura 8.12** – Esquema de coletores primário e secundário



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

**Figura 8.13** – Exemplo de sistema de coletores de pó (Foto: Ciber Ltda.)



Fonte: Elaborada pelos autores.

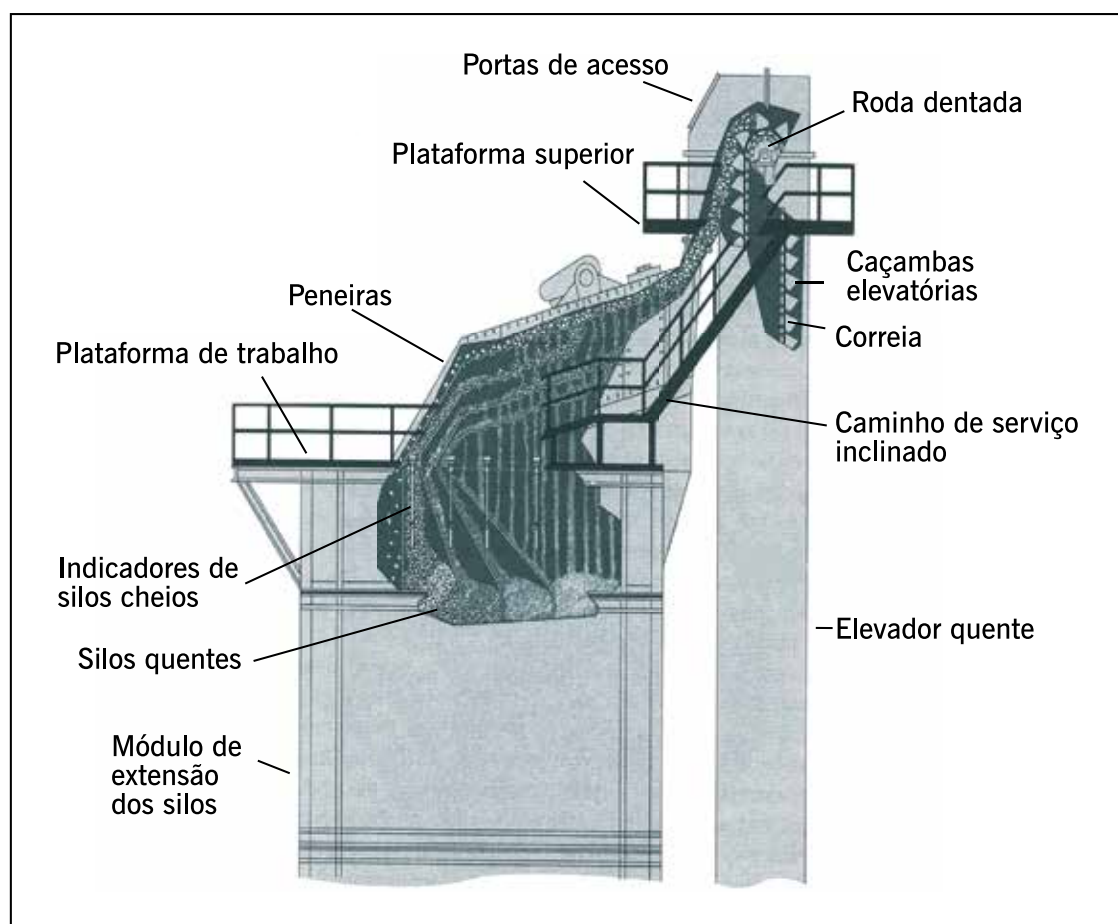
## Proporcionamento, alimentação e mistura do ligante asfáltico com o agregado aquecido

O processo de mistura do ligante asfáltico com o agregado varia de acordo com o tipo de usina de asfalto utilizado.

Na usina de produção por batelada ou gravimétrica, os agregados secos e aquecidos provenientes do secador são transportados por meio de um elevador e passam por uma série de peneiras que os separam em várias frações granulométricas e que são depositadas nos silos quentes, conforme mostra o esquema da figura 8.14. A figura 8.15 mostra o exemplo de um elevador e dos silos quentes.

Frações de agregados predeterminadas são pesadas e estocadas juntas em um depósito de pesagem interna. Deste depósito elas são transferidas a um misturador logo abaixo, onde são misturadas com o ligante asfáltico em proporção predeterminada. A figura 8.16 ilustra o processo de mistura.

**Figura 8.14** – Esquema de unidade de peneiramento de usina asfáltica por batelada



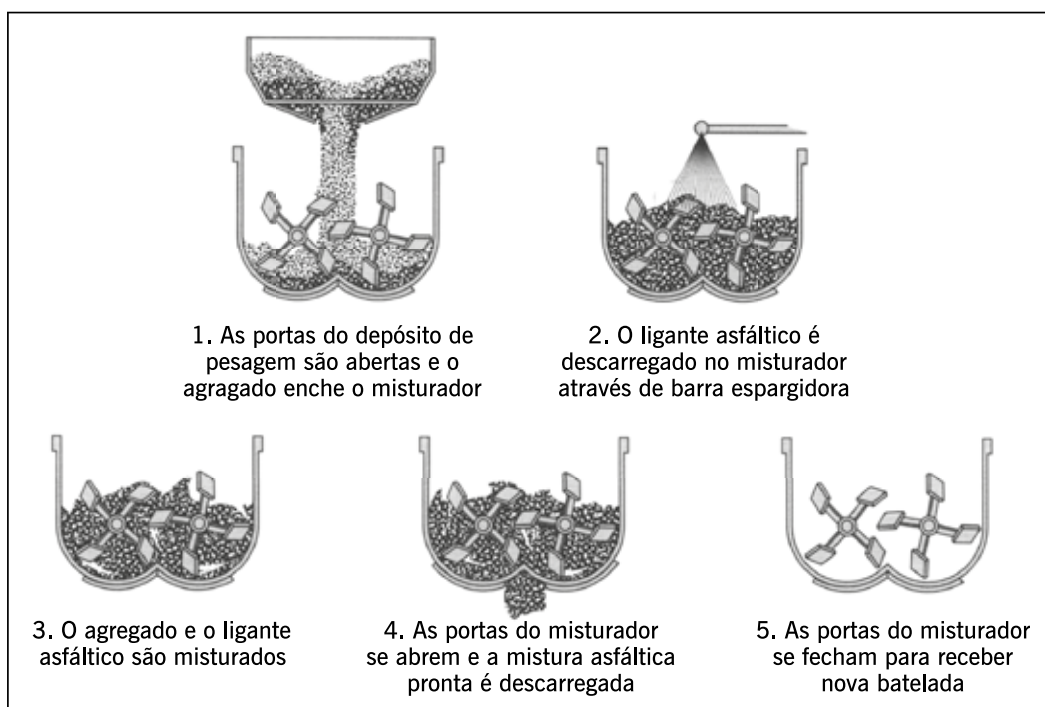
Fonte: Asphalt Institute, 1998.

**Figura 8.15** – Exemplo de um elevador de agregados aquecidos e silos quentes (Foto: Abdou)



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 8.16** – Esquema de produção de uma batelada de mistura asfáltica



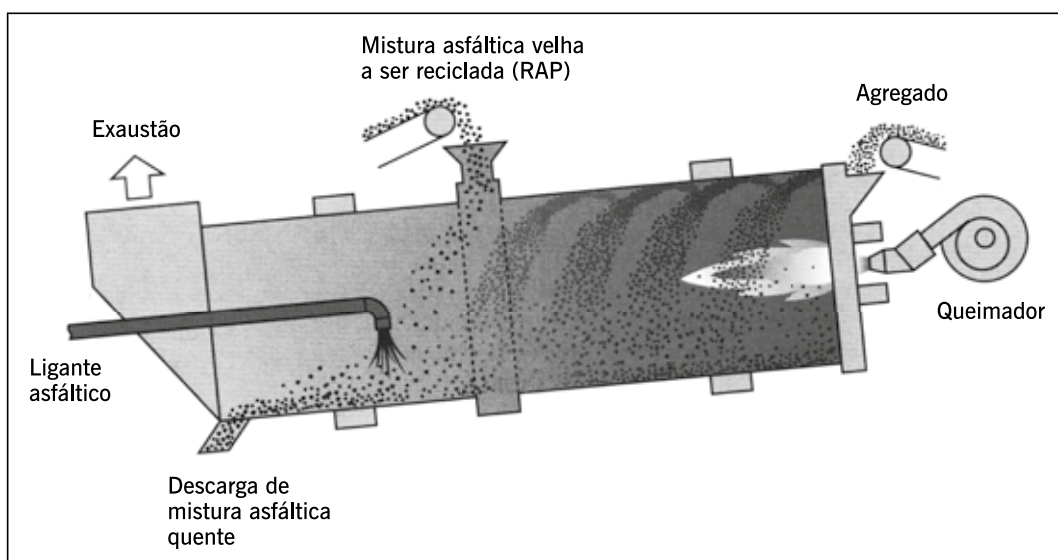
Fonte: Asphalt Institute, 1998.

Na usina de produção contínua, a mistura do ligante asfáltico com os agregados é realizada no próprio tambor secador – após a secagem e aquecimento dos agregados – num processo contínuo. O agregado entra na zona primária do tambor e é seco e aquecido pelo calor produzido pelo queimador. Movimenta-se então para a zona secundária onde o ligante asfáltico é in-

roduzido e vigorosamente misturado. Durante esse processo, o controle efetivo da temperatura dos componentes da mistura asfáltica é fundamental para o seu desempenho futuro. Nesta usina, existe a possibilidade da mistura do ligante asfáltico ser realizada dentro do tambor secador em uma zona de mistura fora do contato com a chama do queimador, através de misturador rotativo. Existem usinas com misturador do tipo pugmill externo ao tambor secador.

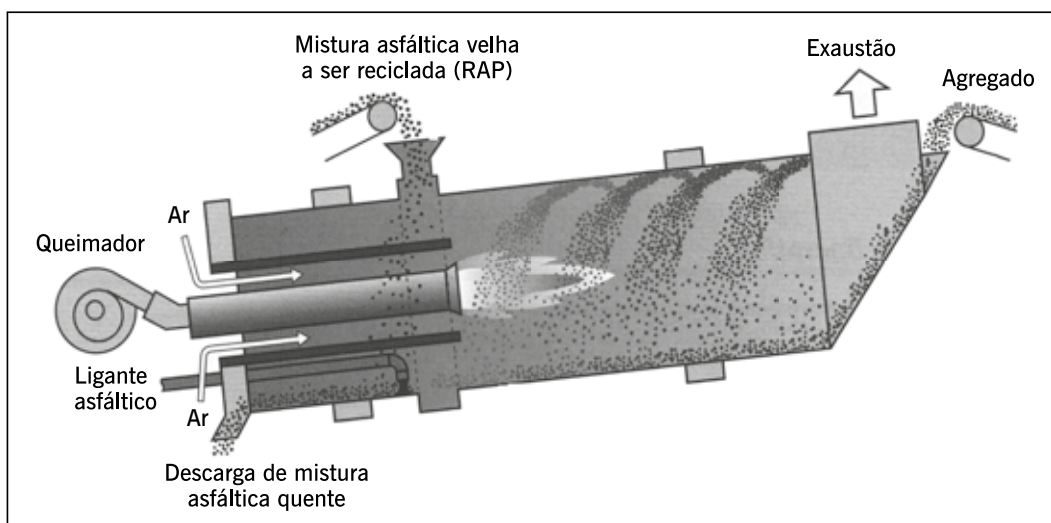
Dois são os tipos principais de tambores secadores e misturadores. No de fluxo paralelo, o agregado entra no tambor na extremidade do queimador e flui na mesma direção dos gases aquecidos. O ligante asfáltico é introduzido no último terço do tambor, conforme mostra a figura 8.17. No de contrafluxo o agregado entra na extremidade oposta ao queimador e flui na direção oposta aos gases aquecidos. O queimador é posicionado de modo que a injeção de ligante e a mistura deste com os agregados ocorram fora de sua zona de influência, conforme mostra a figura 8.18.

**Figura 8.17** – Esquema de tambor secador-misturador de fluxo paralelo em usina contínua



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

**Figura 8.18** – Esquema de tambor secador-misturador de contrafluxo de usina contínua



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

Esses tambores secadores das figuras 8.17 e 8.18 admitem a introdução de material fresa-do (RAP) para a sua reciclagem, devidamente afastado da chama para evitar danos.

Existem variantes dos dois tipos principais de tambores secadores e misturadores, como o de cilindro duplo, quando o agregado é seco e aquecido em um tambor de contrafluxo e a mistura com o ligante asfáltico ocorre em um tambor de maior diâmetro que cobre dois terços do tambor interno. Há o sistema com tambor triplo de contrafluxo, quando as fases de secagem, aquecimento e mistura são realizadas em três zonas distintas. E, ainda, o de tambor duplo, quando se utiliza um tambor de contrafluxo para secagem e aquecimento do agregado e um misturador rotatório no qual o ligante asfáltico e os finos são introduzidos e misturados. Na atualidade, os percentuais de uso de RAP em misturas asfálticas tem aumentado consideravelmente, dependendo do tipo de utilização. Há usinas capazes de empregar percentuais acima de 70% de RAP chegando até a 100%, ou seja, reciclagem total a quente ou morna.

### **Estocagem, distribuição, pesagem e manuseio das misturas asfálticas produzidas**

A maioria das usinas asfálticas contínuas é equipada com silos de estocagem ou com depósitos de controle de produção das misturas asfálticas. Nestes locais, a prevenção de segregação da mistura asfáltica deve ser constante, e ter dispositivos que colaborem para a não segregação na saída destes reservatórios para a alimentação dos veículos transportadores. Um sistema de pesagem deve ser conectado aos silos para controle de quantidade da mistura asfáltica a ser carregada em cada caminhão transportador.

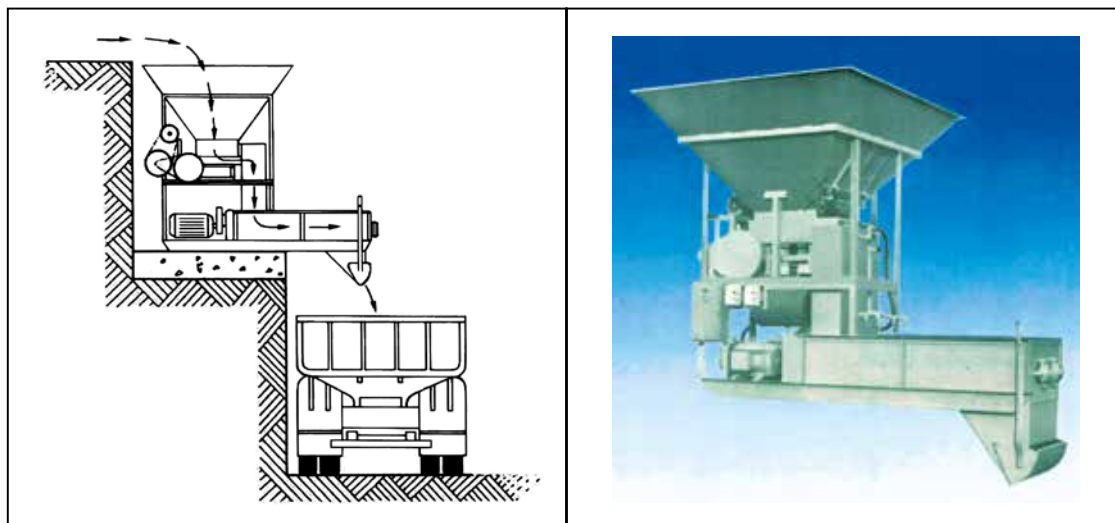
### **8.2.3 Usinas para misturas a frio**

As misturas dos agregados com emulsões asfálticas são realizadas em usinas que podem ser estacionárias ou móveis, com capacidade de produção de 30 tf/h a 600 tf/h. Essas usinas são mais simples por não necessitarem de aquecimento do agregado ou do ligante.

Geralmente, as usinas estacionárias utilizadas são aquelas empregadas também para produzir misturas de solos, britas, solo-cimento etc. As de maior capacidade de produção possuem silos individuais para os agregados com comportas reguláveis, que descarregam os agregados em uma correia transportadora que os conduz ao misturador, onde é injetada a emulsão asfáltica na dosagem previamente estabelecida. A figura 8.19 apresenta um exemplo de uma usina estacionária.

As usinas do tipo móvel são montadas sobre um chassi único e, devido à sua funcionalidade, podem ser colocadas em operação em poucas horas. Um exemplo de uma usina desse tipo está na figura 8.20. Há vários fabricantes de usinas de misturas a frio no país.

**Figura 8.19** – Exemplo de usina estacionária para produção de misturas a frio



Fonte: Conmaq S.A., 2004.

**Figura 8.20** – Exemplo de usina de pré-misturado a frio móvel



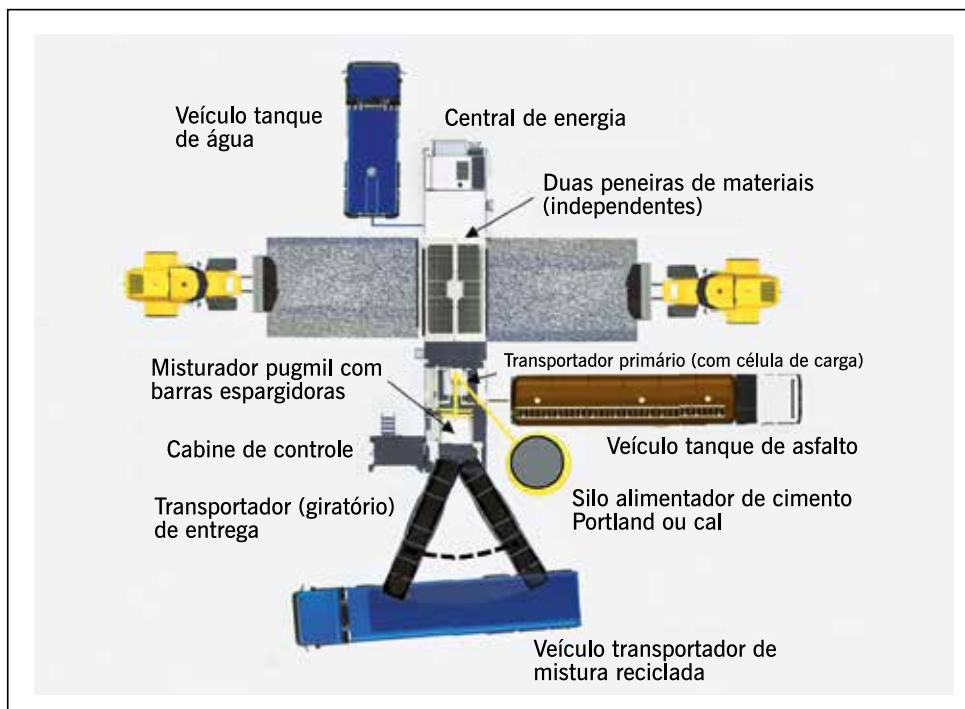
Fonte: [www.ciber.com](http://www.ciber.com).

### **8.3 USINAS PARA PRODUÇÃO DE MISTURAS RECICLADAS**

As misturas para reciclagem a quente são produzidas nas usinas utilizadas para produção de misturas para revestimentos, adicionando-se um silo para armazenagem e proporcionamento de material fresado, como visto no item 8.2.1.

A norma DNIT 169/2014-ES especifica a usina a frio com sistema de espuma de asfalto para produzir misturas recicladas. Conforme esta norma o equipamento deve dispor de silos dotados de peneiras vibratórias e dispositivos de controle de pesagem dos materiais envolvidos na produção da mistura. Deve ser dotado também de acessórios para a dosagem de espuma, sua produção e espargimento, assim como de acessórios específicos para injeção e dosagem de água, em sistema separado do sistema de espuma. A figura 8.21 mostra esquema de usina de asfalto estacionária para produção de misturas recicladas com espuma de asfalto.

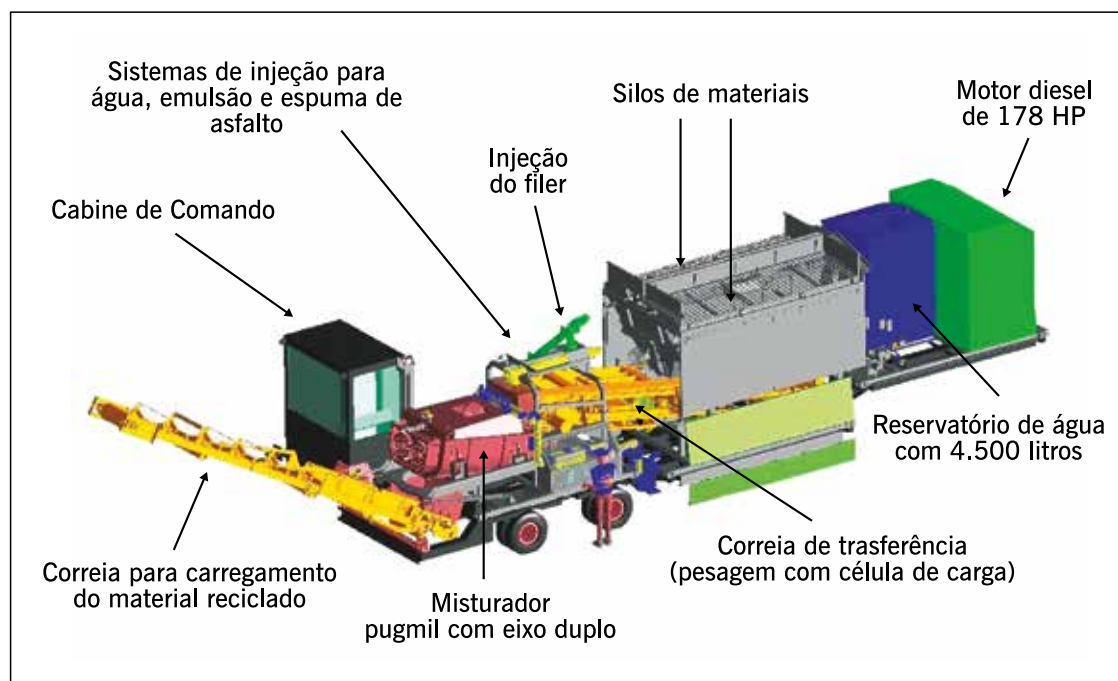
**Figura 8.21** – Usina para reciclagem de material com espuma de asfalto (Sabita, 2020).



Fonte: Sabita, 2020.

Bonfim (2021) descreve usina móvel para reciclagem a frio, rebocada por um cavalo mecânico que é liberado logo após o posicionamento do equipamento no local de usinagem. A figura 8.22 mostra o esquema deste tipo de equipamento.

**Figura 8.22** – Usina móvel KMA 200



Fonte: Bonfim, 2021; apud Asphalt Academy, 2009.

### 8.3.1 Produção de misturas recicladas em usina

#### Agregados a serem tratados

Os materiais a serem utilizados para a produção da mistura na usina devem ser estocados em pilhas próximas à usina e sobre bases previamente preparadas para evitar contaminação. Como os materiais das pilhas estão sujeitos às variações de condições ambientais, o monitoramento na usina da condição desses materiais antes da mistura necessita de cuidado adicional.

Quando dois materiais diferentes forem misturados, cada um deve ser alimentado separadamente através de uma das duas peneiras da usina. A saída para o transportador primário deve ser ajustada de acordo com os requisitos de proporções dos materiais.

Quando forem misturados três ou mais materiais diferentes, devem ser previstos silos com correias transportadoras para levar estes materiais até antes do ponto de entrada do misturador.

#### Agentes asfálticos estabilizantes

Quando um local de mistura específico for utilizado por um período de tempo mais estendido, são instalados tanques de armazenamento do agente asfáltico estabilizante próximos à usina, ajustando a logística de suprimento com a produção da mistura. Estes tanques devem apresentar sistema de aquecimento e bomba para circulação do seu conteúdo.

Alternativamente, quando a produção da mistura for em quantidade limitada e a usina for deslocada após curto período, são utilizados caminhões tanques para suprir diretamente a usina, conforme mostrado em esquema na figura 8.21.

#### Fíler ativo

A quantidade de fíler ativo (cal hidratada ou cimento Portland) adicionada à mistura é relativamente pequena, em geral  $\leq 1\%$  em massa. Esta quantidade de fíler ativo pode ser proporcionada manualmente antes da entrada do misturador da usina ou, alternativamente, através de silos específicos, quando a usina permanece no local por período de tempo mais estendido.

#### Água

A água necessária para aumentar o teor de umidade do material da mistura é normalmente suprida a partir de um caminhão tanque ou de um reservatório, conectados à usina. Quando é utilizado o asfalto espuma o reservatório acoplado à usina é usado exclusivamente para armazenar e suprir água potável para as câmaras de expansão que irão produzir o asfalto espuma.

#### Estocagem de misturas recicladas em usina

Não é aconselhada a estocagem de misturas recicladas com emulsão asfáltica devido ao potencial da emulsão de drenar por gravidade no interior da pilha de estocagem.

As misturas recicladas com asfalto espuma podem ser estocadas em pilhas por vários dias desde que:

- o material não sofra compactação na pilha, ou seja, deve-se limitar a altura da pilha em cerca de 2 m;
- o teor de umidade na pilha seja mantido próximo do teor de umidade ótima de compactação;



- a pilha inteira seja coberta por manta de material impermeável e que também proteja contra a luz solar;
- seja utilizado na mistura cal hidratada como fíler ativo, ao invés de cimento Portland.

## 8.4 TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS PARA REVESTIMENTOS

As misturas asfálticas são levadas ao local de execução do pavimento por meio de caminhões transportadores geralmente com báscula traseira. O número de caminhões necessário  determinado por alguns fatores, tais como: a velocidade de produção da mistura asfáltica na usina; a distância de transporte; o tipo de tráfego no percurso; e o tempo estimado para descarregamento. O número de caminhões necessários para manter constante o lançamento da mistura asfáltica na pista pode ser estimado considerando-se o tempo de ida e volta, dividido pelo tempo de carregamento de cada caminhão mais um.

As principais razões que podem justificar a rejeio de cargas de mistura asfáltica transportadas para a obra, são:

- temperatura excessiva – o aquecimento em excesso da mistura  normalmente indicado por emanao de fumaça de colorao azul. A temperatura deve ser verificada imediatamente e, se ultrapassar os limites especificados, a carga deve ser rejeitada;
- temperatura baixa – a mistura asfáltica apresenta aspecto endurecido ou recobrimento irregular das partículas maiores dos agregados. A temperatura deve ser verificada imediatamente e, se for menor que os limites especificados, a carga deve ser rejeitada;
- excesso de ligante asfáltico – a mistura asfáltica apresenta aparência de montes com picos abatidos na caçamba do caminhão e aspecto brilhante;
- falta de ligante asfáltico – a mistura asfáltica apresenta aspecto opaco, sem qualquer brilho e aparência granular;
- cobertura não homogênea – são observados pontos onde o agregado encontra-se parcialmente recoberto e de aspecto opaco e pontos onde a mistura apresenta-se brilhante;
- excesso de agregado graúdo em relao ao projeto de dosagem – misturas asfálticas com excesso de agregado graúdo apresentam baixa trabalhabilidade e aparência granular após compactao;
- excesso de agregado miúdo – misturas asfálticas com excesso de agregado miúdo apresentam textura diferente daquelas com agregados apropriadamente graduados após compactao e aspecto de falta de ligante asfáltico;
- excesso de umidade – a liberao de vapor d’água durante o processo de descarregamento do caminhão transportador  indicativa de presença de umidade na mistura asfáltica. Esta apresenta aspecto brilhante e pode-se observar a formao de bolhas. A umidade em excesso faz com que a mistura asfáltica apresente comportamento como se tivesse ligante asfáltico em excesso;
- segregaao – a segregaao dos agregados da mistura asfáltica pode ocorrer em algum ponto antes de a mistura ser lançada no local de execuo da camada ou durante o processo de lançamento devido ao manuseio de maneira indevida. Sua causa deve

ser corrigida na origem. A segregação pode ser potencializada pela graduação escolhida na dosagem (excesso de agregados graúdos) ou pela diferença de temperatura nos diversos componentes da massa asfáltica; ou

- contaminação – contato com substâncias indesejáveis quase sempre devido à má limpeza das caçambas dos caminhões transportadores. Se verificada em pequena escala, pode ser removida, caso contrário, a carga deve ser rejeitada.

O lançamento de uma mistura asfáltica e o início de um serviço de compactação de uma camada de revestimento asfáltico devem ser precedidos por um planejamento em que são considerados detalhes importantes no processo, como por exemplo:

- continuidade e sequência de operações;
- número de vibroacabadoras necessárias para a execução do serviço;
- número e tipos de rolos compactadores necessários;
- número de caminhões transportadores necessários;
- a cadeia de comando para dar e receber instruções;
- razões para possível rejeição de mistura asfáltica;
- condições climáticas e de temperatura;
- controle de tráfego.

Além da consideração desses detalhes, devem ser realizadas todas as preparações e inspeções necessárias para garantir seu sucesso. Em geral, os seguintes itens são verificados:

- superfície da base ou revestimento existente apropriadamente preparados (imprimação ou pintura de ligação executadas);
- plano de execução do serviço;
- sincronia apropriada de produção da mistura asfáltica, lançamento e compactação;
- equipamentos em boas condições e calibrados;
- planejamento de amostragem e ensaios de controle.

A mistura asfáltica deve ser lançada em camada de espessura uniforme e seção transversal definidas, pronta para a compactação. O lançamento é realizado por vibroacabadoras que sejam capazes de executar camadas de pelo menos 25 mm, em larguras ajustáveis de acordo com o serviço. As velocidades de deslocamento são reguláveis e podem atingir até 20 m/minuto.

A otimização do lançamento pode ser obtida com a utilização de veículos de transferência de materiais (VTM) do tipo *Shuttle Buggy*. Na figura 8.23 é apresentado um exemplo de equipamento VTM. Estes veículos permitem que os caminhões de transporte parem a uma distância apropriada adiante da vibroacabadora ou lateralmente a esta e descarregue sua carga sem mover-se e sem interferência no deslocamento contínuo da vibroacabadora. Estes equipamentos têm capacidade de armazenamento de 30 t a 35 t de mistura asfáltica.

O VTM permite que a vibroacabadora opere de modo contínuo, revolve o material recebido dos caminhões antes de transferi-lo para a caçamba da vibroacabadora, com isto minimizando a segregação devido à diferença de temperatura dos componentes da mistura ocorrida durante o transporte e a descarga. Também impede a segregação de fim de carga nas vibroacabadoras, evitando a acumulação de material grosso nas laterais da caçamba da vibroacabadora e evitando a necessidade de descarte desse material ao fim de cada carga da caçamba. A figura 8.24 mostra a operação de um VTM posicionado lateralmente à vibroacabadora.

**Figura 8.23** – Exemplos de equipamento VTM



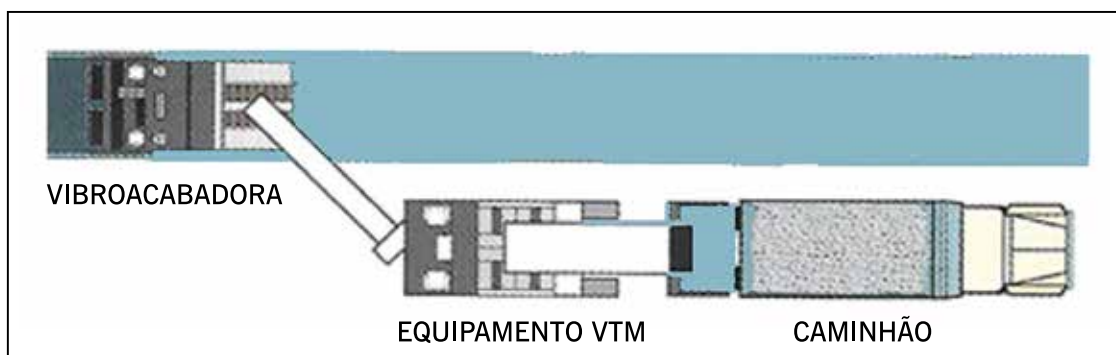
(a) operando entre o caminhão e a acabadora



(b) em operação contínua evitando paradas e desabastecimento da acabadora

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 8.24** – Equipamento VTM operando lateralmente à vibroacabadora

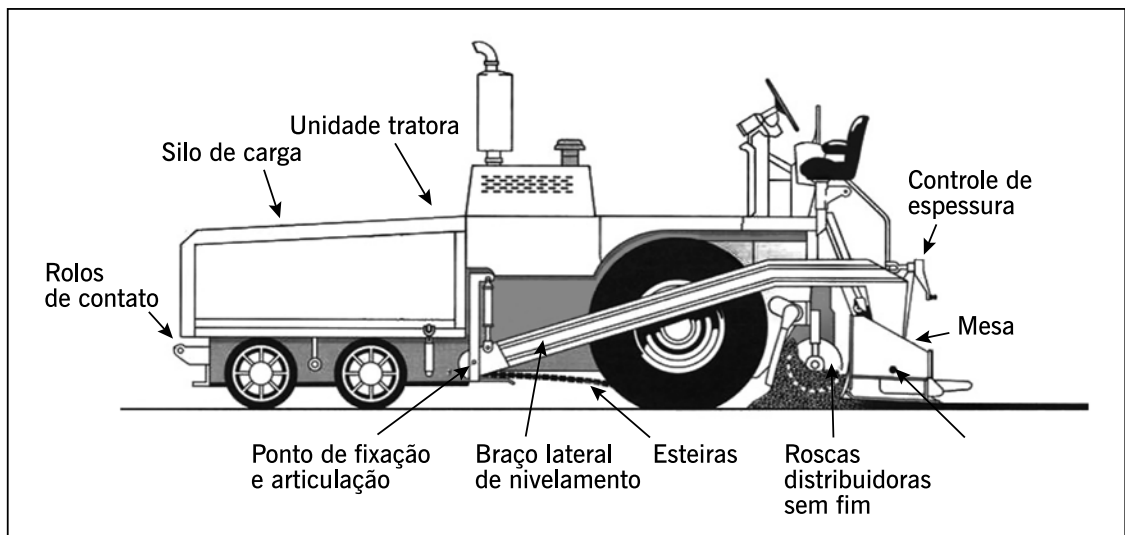


Fonte: Elaborada pelos autores.

As vibroacabadoras são compostas por duas unidades: a tratora e a de nivelamento. A unidade tratora compreende o motor, as transmissões e os controles, o silo de carga com laterais basculantes, as barras alimentadoras, as roscas distribuidoras e o posto de condução. A unidade tratora é apoiada sobre um par de esteiras ou sobre pneus. Esta unidade tem como funções o deslocamento da vibroacabadora e o recebimento, condução e lançamento uniforme da carga de mistura asfáltica à frente da unidade de nivelamento.

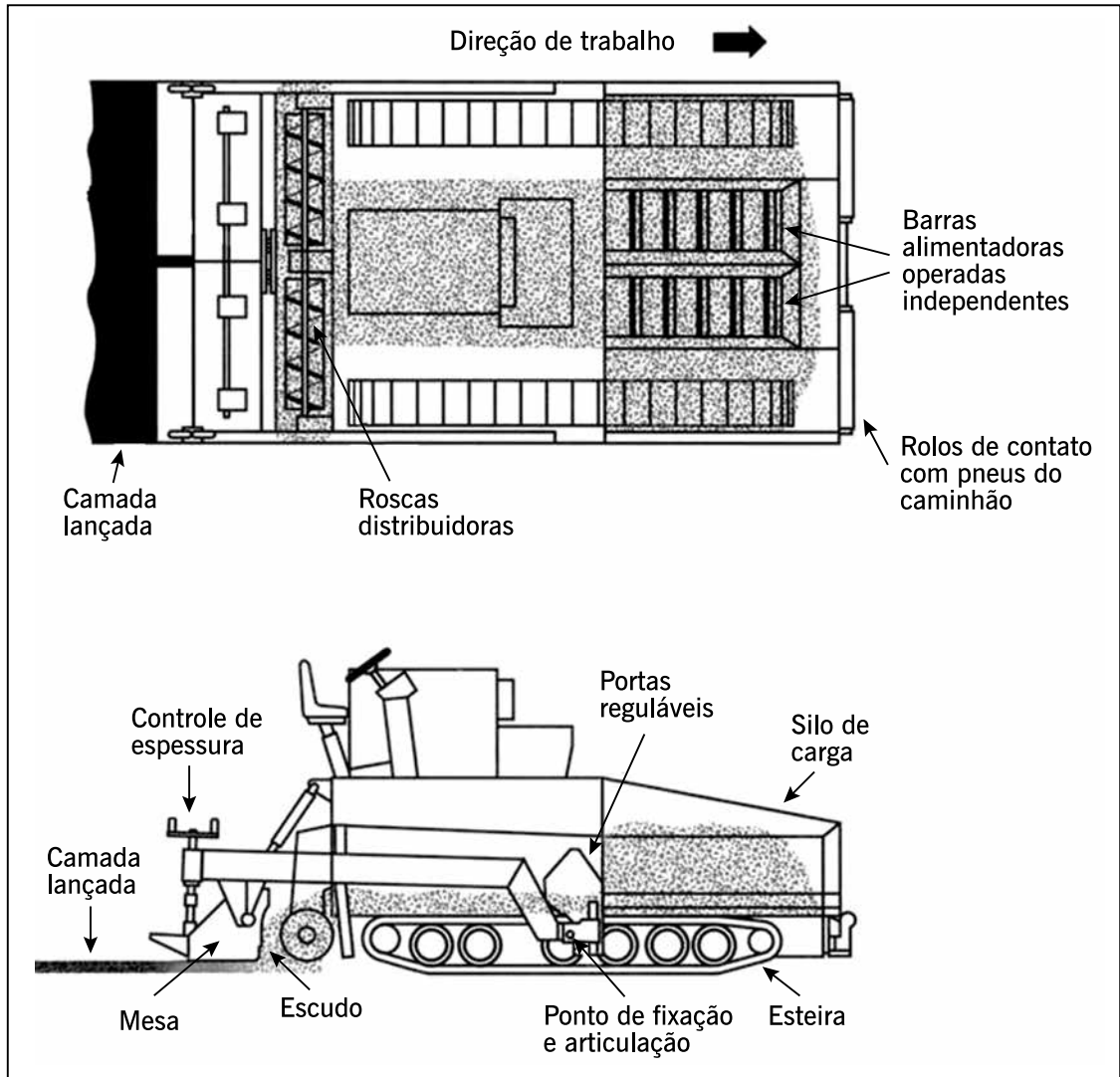
A unidade de nivelamento é formada por uma mesa flutuante e vibratória ligada à unidade tratora por braços de nivelamento fixados através de articulações próximas à parte central do equipamento. Suas funções são nivelar e pré-compactar a mistura asfáltica sobre a superfície em que foi lançada, de acordo com especificações de geometria previamente definidas. As figuras 8.25 e 8.26 apresentam tipos de vibroacabadoras e seus componentes e a figura 8.27 mostra um exemplo de vibroacabadora.

**Figura 8.25** – Esquema de componentes de uma vibroacabadora de pneus



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

Figura 8.26 – Esquema do fluxo de mistura asfáltica em uma vibroacabadora de esteiras



Fonte: Asphalt Institute, 1998.

Figura 8.27 – Exemplo de um tipo de vibroacabadora (foto: Ciber Ltda.)



Fonte: Elaborada pelos autores.

## **8.5 TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE MISTURAS RECICLADAS**

### **8.5.1 Transporte**

A possibilidade de segregação do material da mistura reciclada deve ser considerada especialmente quando o material tem uma fração expressiva de agregados graúdos. Esta segregação não pode ser controlada de modo adequado quando ocorre o carregamento de caminhões diretamente da correia de carga da usina. Neste caso, o material deve ser transferido a uma pilha de estocagem temporária. A carga, a partir destas pilhas, deve então seguir procedimentos normais considerando a prevenção de segregação.

Quando a mistura reciclada for transportada por longas distâncias, deve ser minimizada a perda de temperatura cobrindo-se a caçamba com lona impermeável.

### **8.5.2 Lançamento**

O lançamento da mistura reciclada na pista deve ser realizado preferencialmente com utilização de vibroacabadora. O tipo e a condição do equipamento utilizado e a experiência dos operadores são fatores críticos na qualidade final da camada executada. A espessura da camada e a largura da faixa em execução irão definir o volume de mistura reciclada a ser lançado pela vibroacabadora e, portanto, a capacidade que este equipamento deve apresentar.

Diferentemente da execução de camadas asfálticas de revestimento sem material reciclado, a mistura reciclada é lançada e compactada à temperatura ambiente.

O DNIT através da norma DNIT 169/2014-ES, por exemplo, especifica que o lançamento e o espalhamento da mistura asfáltica reciclada devem ser realizados com vibroacabadora ou motoniveladora.

## **8.6 COMPACTAÇÃO DE CAMADAS DE REVESTIMENTO**

A compactação de uma camada asfáltica de revestimento aumenta a estabilidade da mistura asfáltica, reduz seu índice de vazios, proporciona uma superfície suave e desempenada e aumenta sua vida útil. No país, a espessura máxima de mistura asfáltica compactada em uma única vez é de 100 mm e está relacionada com a eficiência dos equipamentos de compactação disponíveis. Usualmente essas espessuras em uma única camada de compactação não ultrapassam 60 mm a 80 mm.

Para que a compactação possa ser executada de maneira eficiente, duas condições fundamentais devem estar presentes: existência de confinamento ao compactar e temperatura adequada da mistura asfáltica.

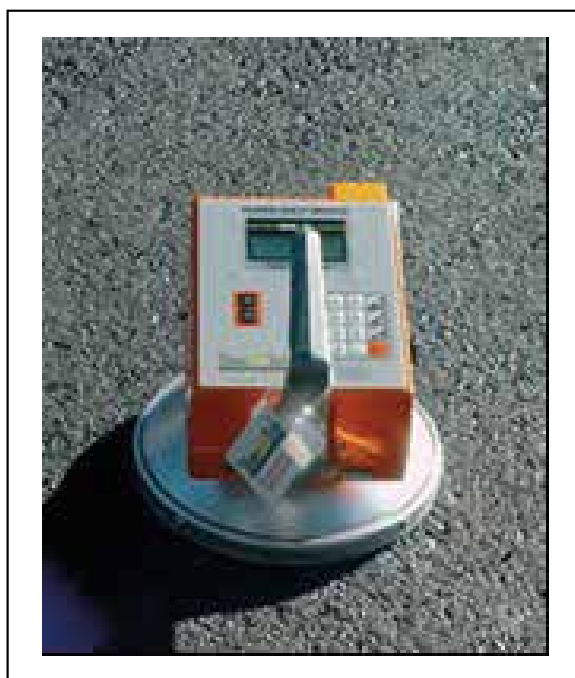
O confinamento é adequado quando a mistura asfáltica a ser compactada é contida em todas as direções, de modo que ela possa ser comprimida, estruturando os agregados e reduzindo o volume de vazios. Exemplo de excelentes condições de confinamento ocorre em laboratório quando uma mistura asfáltica é compactada no interior de um molde. O molde e o compactador confinam a mistura em todas as direções, e esta é compactada devido a não ser possível escapar da ação do esforço de compactação. No campo, a obtenção do confinamento adequado não é tão simples. Quando uma camada asfáltica é compactada, o confinamento a partir de

baixo é obtido pela presença da camada subjacente, que deve ser estável. O confinamento na superfície é obtido pelo contato dos equipamentos de compactação durante sua execução. O confinamento lateral é interno, proveniente da mistura asfáltica circundante sendo compactada, que deve para isso ser resistente à fluência e ao escorregamento.

Misturas asfálticas com temperatura elevada tendem a fluir e deformar-se devido a maior lubrificação e menor ligação exercida pelo ligante asfáltico aquecido em excesso. Contrariamente, se a temperatura for muito baixa o ligante asfáltico torna-se plástico e pegajoso, dificultando a compressão da mistura e a obtenção de um estado mais denso. Cada mistura asfáltica tem uma faixa de temperatura de compactação própria, relacionada ao tipo de ligante asfáltico utilizado, conforme descrito no capítulo 5. Geralmente é obtida maior eficiência na compactação quando se trabalha com temperaturas próximas do limite superior desta faixa.

A verificação se a compactação foi executada de forma apropriada é feita utilizando-se dois ensaios que determinam o grau de compactação (razão entre a massa específica aparente da mistura compactada e a massa específica aparente de projeto) e verificam a homogeneidade e a suavidade da superfície da camada compactada. A massa específica pode ser determinada de duas maneiras: pela remoção de corpos de prova da camada compactada e respectivas análises em laboratório, ou pela utilização de densímetros com fontes eletromagnéticas, conforme exemplo mostrado na figura 8.28, que são posicionados sobre a superfície da camada, fornecendo em poucos segundos e automaticamente a densidade, que corresponde numericamente à massa específica da mistura asfáltica no local de posicionamento do equipamento. O precursor deste tipo de densímetro possuía fonte radioativa; e, uma vez que são evitadas cada vez mais as fontes radioativas por questão de segurança e tendo em vista a acessibilidade a densímetros com fonte eletromagnética, hoje a utilização dos primeiros densímetros é bastante restrita.

**Figura 8.28** – Exemplo de densímetro para determinação da massa específica *in situ*



Fonte: Elaborada pelos autores.

A suavidade (regularidade) e a homogeneidade de acabamento da superfície são verificadas por meio de régua ou equipamentos do tipo perfilômetros (ver capítulo 9).

O processo de execução de uma camada asfáltica geralmente abrange duas fases: a rolagem de compactação e a rolagem de acabamento. É na fase de rolagem de compactação que se alcançam a densidade, a impermeabilidade e grande parte da suavidade superficial. Na rolagem de acabamento são corrigidas marcas deixadas na superfície da camada pela fase de rolagem anterior.

### 8.6.1 Tipos de rolos compactadores

#### Rolos compactadores estáticos

A compactação obtida por meio dos rolos estáticos é devida ao seu peso próprio. Em alguns rolos compactadores este peso pode ser aumentado pela utilização de lastros, que consiste em pesos adicionais inseridos dentro dos tambores. Três são os tipos de rolos compactadores estáticos: de pneus, em tandem liso e de três rodas liso. Com o rolo de pneus obtém-se um ajuste adicional pela possibilidade de variação da pressão dos pneus. Na figura 8.29 são mostrados exemplos de rolo de pneus e rolo tandem liso. Há vários fabricantes e importadores no país.

Figura 8.29 – Exemplos de rolos



(a) Rolo de pneus

b) Rolo tandem duplo liso

Fonte: Elaborada pelos autores.

#### Rolos compactadores vibratórios

Os rolos vibratórios são compostos por um ou dois tambores de aço com pesos giratórios. Estes pesos são os responsáveis pela vibração dos tambores e criam forças dinâmicas que, so-



madras ao seu peso próprio, aumentam o esforço de compactação. Na figura 8.30 é mostrado um rolo vibratório; e ressalta-se que existem outros fabricantes ou importadores no país.

**Figura 8.30** – Exemplo de rolo vibratório



Fonte: Elaborada pelos autores.

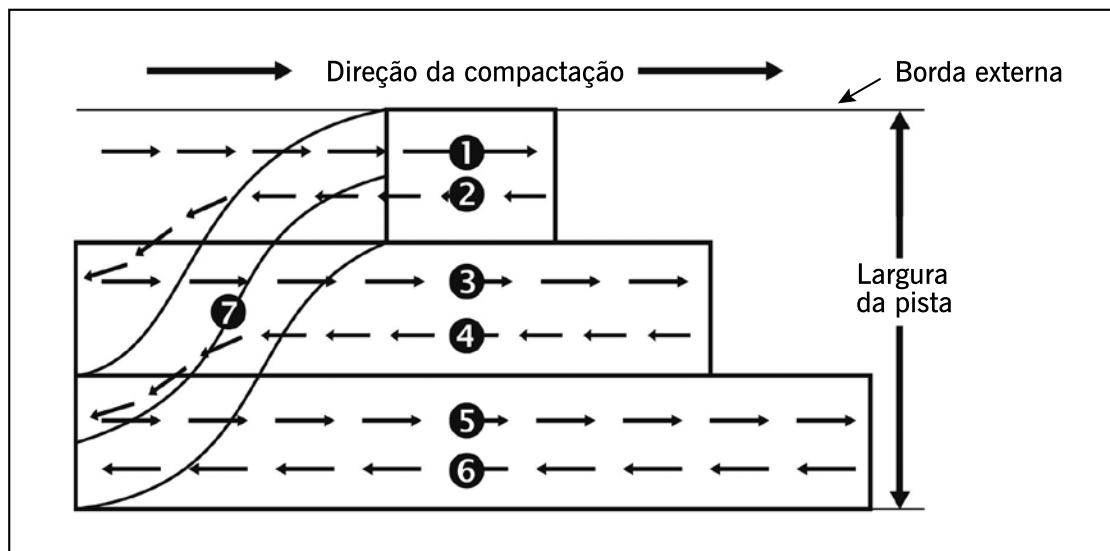
### 8.6.2 Técnicas de rolagem

A compactação eficiente é obtida a partir de uma correta escolha do padrão de rolagem a ser utilizado, conforme esquematizado na figura 8.31. A figura apresenta a sequência de rolagem (1 a 6) a partir de uma borda externa. Com isso é alcançada a uniformidade e a eficiência necessárias para se obter a densidade e a suavidade superficial de acordo com as especificações e com volume de produção adequado.

A escolha do padrão de rolagem adequado deve ser realizada por meio da execução de uma pista-teste com monitoramento de densidade por meio de densímetros. Nesta pista-teste devem ser definidos quatro parâmetros:

- número de passagens necessárias para uma cobertura da largura da faixa ou pista em execução;
- número de repetições necessárias para alcançar o grau de compactação de projeto;
- velocidade de rolagem;
- faixa de temperatura correta de aplicação e rolagem.

**Figura 8.31** – Exemplo de padrão de rolagem de uma camada de mistura asfáltica



Fonte: Elaborada pelos autores.

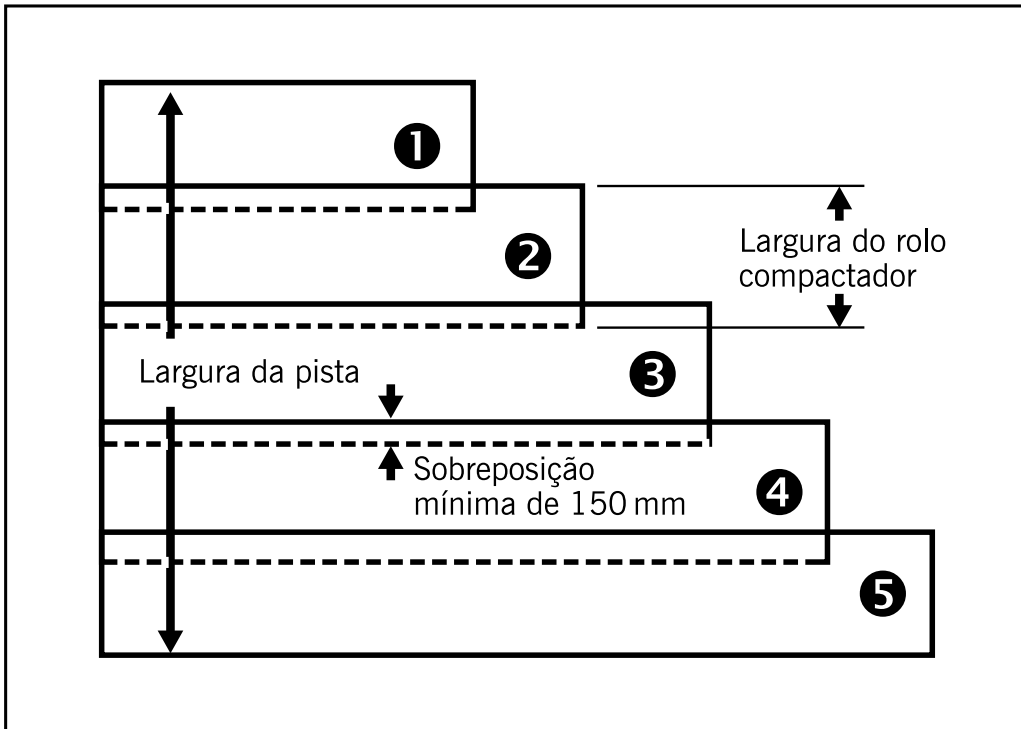
Para determinar quantas passagens são necessárias para cobrir a largura da pista uma vez, deve-se comparar a largura do rolo de compactação a ser utilizado com a largura da pista, permitindo-se uma sobreposição mínima de 150 mm, conforme indica a figura 8.32, até metade da largura do rolo compactador.

Se existir mudança de inclinação transversal da pista no eixo longitudinal, o padrão mostrado na figura 8.31 deverá ser modificado de forma a se ter o mesmo número de passagens em cada tramo inclinado, conforme a figura 8.33.

Se a camada a ser compactada é espessa e não há confinamento lateral, para evitar o escorregamento lateral da mistura asfáltica no limite da camada, deve-se ajustar as passagens de maneira que a primeira seja realizada próxima dessa extremidade, mas a cerca de 300 mm para conferir confinamento, conforme mostra a figura 8.34. Para se obter uma compactação eficiente é necessário que a largura da pista seja coberta pelos rolos compactadores tantas vezes quantas forem necessárias para que o grau de compactação desejado seja atingido, sem que a temperatura da mistura asfáltica alcance valores abaixo do mínimo correspondente à faixa de trabalho. Para isso é necessário que os rolos compactadores trabalhem o mais próximo possível da vibroacabadora.

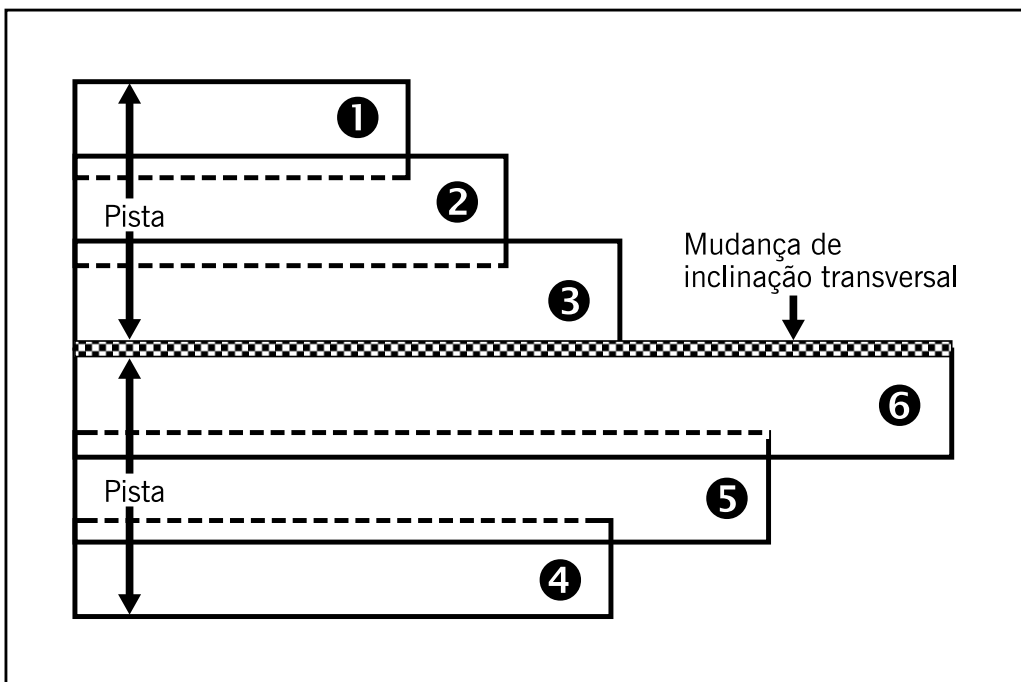
São vários os fatores que influem na temperatura da mistura e determinam o tempo necessário de rolagem, conforme a tabela 8.2.

**Figura 8.32** – Definição do padrão de rolagem



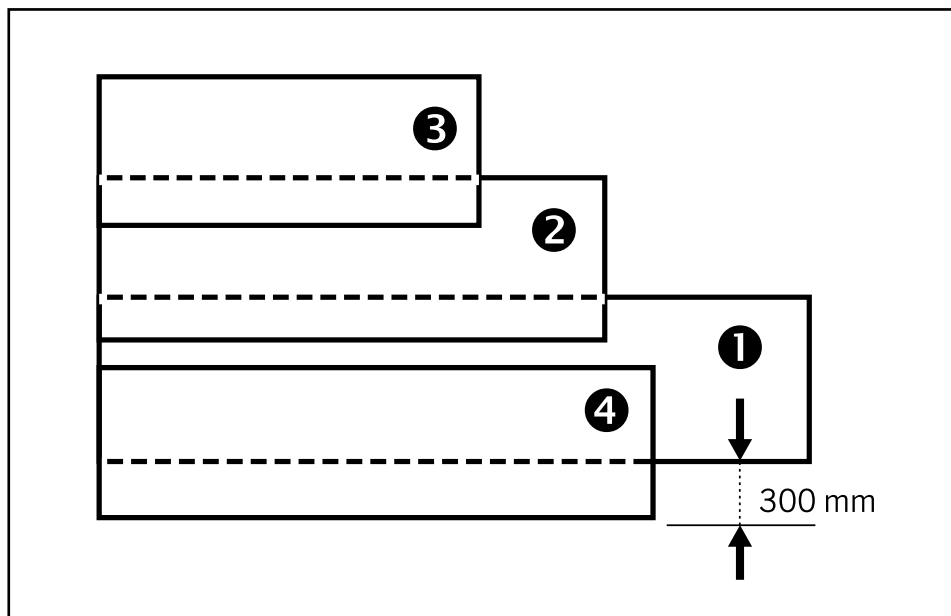
Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 8.33** – Esquema de padrão de rolagem em pista com mudança de inclinação transversal no eixo longitudinal



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 8.34** – Esquema de padrão de rolagem em pistas com extremidade desconfiinada



Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 8.2** – FATORES QUE AFETAM O TEMPO DE ROLAGEM

Principais fatores que afetam o tempo de rolagem	Permite mais tempo	Permite menos tempo
Espessura da camada em execução	Espessa	Delgada
Temperatura da mistura em compactação	Alta	Baixa
Temperatura da superfície da camada subjacente	Alta	Baixa

Fonte: Elaborada pelos autores.

A rolagem de compactação pode ser iniciada com rolos compactadores vibratórios ou rolos tandem lisos estáticos e em seguida são utilizados os rolos de pneus. Em algumas obras, inicia-se diretamente com os rolos de pneus. O número de rolos a serem utilizados deve ser o necessário para a obtenção do grau de compactação desejado, com a mistura asfáltica mantendo sua temperatura dentro da faixa de trabalho. A rolagem de acabamento é executada com rolos tandem lisos estáticos.

Na execução de camadas com misturas asfálticas com agregados de granulometria descontínua, a rolagem deve ser realizada somente com o rolo tandem duplo liso iniciando a compactação de forma estática e depois usando baixa vibração, pois é fundamental evitar a segregação durante o processo e, também, manter a estrutura pétreo desejada na camada compactada.

## 8.7 COMPACTAÇÃO DE CAMADAS DE BASE RECICLADA

### 8.7.1 Equipamento de compactação

Os rolos de compactação normalmente empregados são rolos pneumáticos autopropulsados com dispositivos de calibragem de variação da pressão dos pneus de 0,25 a 0,84 MPa, rolos metálicos lisos e rolos tipo tandem vibratórios com massa estática de 10 t a 12 t. No item 8.6.1 estão descritos os tipos de rolos compactadores.

## 8.7.2 Limitações de espessuras de camadas a serem compactadas

É sempre preferível executar em uma espessura única a camada reciclada de pavimento. A execução em mais de uma camada introduzirá juntas horizontais de construção que darão origem a planos enfraquecidos.

A norma DNIT 169/2014-ES limita a espessura mínima de camadas recicladas compactadas em 10 cm, não definindo espessura máxima, cuja magnitude dependerá da eficiência dos equipamentos de compactação disponíveis.

A construção em mais de uma camada é possível quando se utiliza o asfalto espuma na mistura reciclada. Para isso é necessário que a superfície da primeira camada seja mantida constantemente úmida até a execução da camada seguinte, que deve ser executada logo após a primeira camada. Isto possibilita a ligação entre as duas camadas. Quando se utiliza emulsão asfáltica na mistura reciclada, a umidade na superfície da primeira camada tende a lavar a emulsão, criando um filme de asfalto na superfície da primeira camada e comprometendo a ligação com a camada seguinte.

### Juntas de construção

As juntas longitudinais de construção são praticamente inevitáveis, uma vez que em poucas rodovias a execução da base reciclada é realizada em toda a largura do pavimento em uma única operação. Estas juntas são zonas de fraqueza potencial e devem ser localizadas fora das trilhas de roda trafegadas. Em rodovias com pistas simples, a junta longitudinal costuma estar localizada no eixo central. Nestas rodovias a junta longitudinal recebe o seguinte tratamento durante a execução da camada reciclada:

- uma vez que a mistura reciclada é lançada na primeira metade da pista simples, os 50 cm próximos da linha central da pista deve receber apenas uma passagem do rolo compactador, sem vibração, mantendo esta faixa numa condição de baixa compactidade;
- imediatamente antes de lançar a mistura reciclada na segunda metade da pista simples, deve-se promover o umedecimento vigoroso na faixa parcialmente compactada próxima ao eixo central, bem como na extremidade lateral desta;
- após lançada a mistura reciclada da segunda camada, a faixa parcialmente compactada da primeira camada recebe então a compactação completa e acabamento junto com a segunda metade.

### 8.7.3 Compactação

As características do material reciclado e a espessura da camada a ser compactada ditam o tipo e quantidade de rolos compactadores necessários. Em geral são consideradas três fases na compactação de camadas recicladas:

- Rolagem primária: É executada imediatamente após o lançamento da camada utilizando-se rolo liso simples vibratório e tem como objetivo compactar o material antes que este perca umidade. Esta é a fase da compactação mais importante das três visto que é responsável por assegurar que a camada, principalmente a porção inferior desta, adquira a densidade especificada.
- Quando a espessura da camada a ser compactada é maior do que 15,0 cm, é utilizado um rolo pé de carneiro. A movimentação do material causada por este rolo evita que a

parte de cima da camada alcance densidades altas que poderiam dificultar a penetração da energia de compactação até a parte inferior.

- Rolagem secundária: Após a execução de gradeamento da parte superior da camada para conformação e nivelamento, é utilizado um rolo liso simples, ou em tandem, para compactar o material da parte superior que foi revolvido pelo gradeamento.
- Rolagem final: Terminado o trabalho de gradeamento, conformação e nivelamento e após a compactação, utiliza-se um rolo pneumático estático para realizar um acabamento com fechamento da superfície da camada compactada.

## 8.8 EXECUÇÃO DE CAMADAS DE BASE RECICLADA *IN SITU*

### 8.8.1 Execução de camadas de base reciclada *in situ* com utilização de recicladoras

Existem vários fatores que devem ser considerados com cuidado e planejamento antes de iniciar um serviço, quando o material for reciclado *in situ*, conforme Sabita (2020). A produção diária de um trem de reciclagem pode ser de cerca de 5.000 m<sup>2</sup> ou mais. Quando o asfalto espuma é utilizado, normalmente o trecho recém executado é aberto ao tráfego no final do dia de trabalho.

**Figura 8.35** – Exemplo de trem de reciclagem com asfalto espuma ou emulsão asfáltica executada em pista



Fonte: Elaborada pelos autores.

Vários fatores devem ser considerados durante o planejamento dos serviços de reciclagem e são descritos a seguir:

- Detalhes específicos de projeto

Os principais fatores de projeto que influem nos serviços de reciclagem *in situ* são: a localização da obra, se urbana ou não; a extensão da obra e o conseqüente tempo necessário para sua execução; o tipo de serviço; e a complexidade da execução, relacionada ao número de linhas de reciclagem a serem consideradas e o clima, relacionado à temperatura e pluviosidade, que são determinantes para definir quando e como o serviço de reciclagem pode ser executado com sucesso.

- Material da camada a ser reciclada

As informações sobre o tipo e a condição do material a ser reciclado são fundamentais visto que elas indicarão se o material pode ser reciclado diretamente *in situ*, o tipo do equipamento de reciclagem necessário e/ou se é necessário trabalhos preliminares, tais como pré-pulverização, remoção parcial de material ou importação de material novo, antes do início da execução da reciclagem.

As recicladoras pulverizam as camadas do pavimento até a profundidade necessária, desmanchando a parte de cima de uma estrutura de pavimento em camadas e produzindo um material que é de natureza predominantemente granular. O grau de pulverização alcançado depende da resistência e condições do material *in situ*. Materiais levemente cimentados geralmente são desagregados em granulometria semelhante à dos agregados utilizados na construção da camada original.

- Necessidade de trabalhos preliminares

Todo serviço que necessita ser executado na rodovia antes da reciclagem deve ser programado devidamente para evitar atrasos. Estes serviços preliminares costumam ser os levantamentos da rodovia, remoção de obstáculos, limpeza da superfície, tratamento de superfícies asfálticas com danos severos para evitar segregação desse material durante o processo de desmanche da camada e correção de perfil de seção transversal, quando necessário.

- Seleção de equipamentos para reciclagem

A recicladora, os tanques de suprimento de água e aditivos e rolos de compactação pesados são itens que geralmente não são usados em serviços usuais de construção rodoviária. Deve estar disponível o equipamento suficiente para garantir a execução de reciclagem de boa qualidade, considerando as limitações de tempo estabelecidas para o serviço. A seguir são apresentadas as características básicas necessárias dos equipamentos envolvidos na execução da reciclagem *in situ*:

- Recicladora

Os agentes asfálticos estabilizantes são aplicados através de uma barra espargidora localizada na câmara de mistura da recicladora. Tanques para suprir o agente asfáltico estabilizante e água são acoplados à recicladora formando o “trem de reciclagem”. As recicladoras utilizadas em serviços de reciclagem devem apresentar os seguintes requisitos mínimos:

- Capacidade suficiente para cortar/pulverizar a espessura necessária de pavimento e simultaneamente empurrar o trem de reciclagem. Conforme ABDER (2020), é recomendada a utilização de recicladora de pavimentos, autopropelida com tração nas quatro rodas, potência mínima de 600 HP e capacidade de fresar profundidades de, pelo menos, 0,30 m numa única passada para reciclagem com asfalto espuma e com potência mínima de 540 HP para reciclagem com emulsão asfáltica;
- Suficiente volume na câmara de mistura para acomodar e misturar o material recuperado;
- Câmara de mistura dotada de dispositivo para permitir a fragmentação da capa asfáltica e/ou agregados maiores, e assim restringir o diâmetro máximo admissível;

- Sistema automático de profundidade e nivelamento para manter a espessura de corte nivelada e uniforme. A largura mínima efetiva, em uma única passada, deverá ser de 2,50 m;
  - Rolo misturador/fresador equipado com ferramentas de cortes especiais. Deverá ser capaz de operar, no mínimo, em quatro velocidades diferentes, conforme necessidade, para permitir melhor desagregação e homogeneização dos materiais;
  - Bomba d'água com dispositivo para ajustar com precisão a taxa de aplicação de água em função da velocidade de avanço da recicladora para reciclagem com emulsão asfáltica;
  - Dispositivo para ajustar com precisão a taxa de aplicação de Cimento Asfáltico de Petróleo/CAP, em função da velocidade de avanço para reciclagem com asfalto espuma;
  - Sistema de injeção de CAP, água e ar para formação de espuma, controlado por microprocessador para assegurar precisão e uniformidade nas taxas de aplicação;
  - “Bico teste” para obtenção de amostras de espuma de asfalto durante a operação.
- Tanques
 

Os tanques são depósitos de asfalto, emulsão asfáltica e água que suprem a recicladora destes insumos e devem apresentar capacidade de acordo com o serviço a ser executado e com a geometria da via. Normalmente são utilizados tanques de chassi único com capacidade de  $\pm 15.000$  litros.
  - Espargidores para fíler ativo
 

Quando um fíler ativo é aplicado na superfície da rodovia utilizando um espargidor mecânico, o baixo grau de espargimento necessário – quando são aplicadas quantidades  $\leq 1\%$  em massa – requer um tipo especial de espargidor. São equipamentos que utilizam dispositivos para medição do pó e permitem graus de aplicação de pelo menos 0,7%.
  - Equipamento de compactação
 

As características do material a ser compactado e a espessura da camada ditam o tipo e número de rolos compactadores a serem utilizados. Normalmente são utilizados três tipos de rolos:

    - Rolo primário
 

É um rolo vibratório de tambor único que segue a recicladora e tem como função compactar o material antes que ele perca umidade. É o mais importante dos três rolos visto que é responsável por garantir que a camada, especialmente a parte inferior, alcance a densidade requerida. A massa estática do rolo é crítica e definida a partir da espessura da camada. A tabela 8.3 apresenta as massas necessárias para estes rolos. Quando são compactadas camadas com espessuras maiores do que 150 mm, é utilizado um rolo pé de carneiro associado ao rolo primário. As inserções das patas do rolo na parte superior da camada previnem que este material alcance altas densidades e com isto impeça que a energia de compactação aplicada pelo rolo primário alcance a parte inferior da camada.



**TABELA 8.3 – MASSAS ESTÁTICAS RECOMENDADAS DE ROLOS PRIMÁRIOS CONFORME A ESPESSURA DA CAMADA**

Espessura da camada (mm)	Massa estática (t)
< 150	12
150 - 200	15
200 - 300	20
300 – 350	25

Fonte: Sabita, 2020.

- Rolo secundário  
Após o nivelamento e conformação da parte superior da camada, é utilizado um rolo liso de tambor único ou em tandem para compactar o material eventualmente perturbado por esta operação. São utilizados rolos com massa estática entre 10 t e 12 t.
- Rolo de acabamento  
Após o término do trabalho de nivelamento e conformação, é utilizado um rolo de pneus com massa estática de  $\pm 20$  t para a obtenção de uma superfície com acabamento fechado.

### **Juntas longitudinais e plano de corte**

A largura das faixas de corte da maioria das recicladoras situa-se entre 2,0 m e 2,5 m, o que resulta na necessidade de mais de um corte para reciclar uma única faixa ou metade da largura de uma rodovia. Cortes múltiplos resultam em várias juntas longitudinais entre estes cortes, necessitando de sobreposições ao longo de toda a extensão de cada junta para a obtenção da continuidade. Como as recicladoras são equipamentos de grandes dimensões, a manutenção de um alinhamento de trabalho preciso é praticamente impossível e por isso é importante considerar uma sobreposição mínima de 150 mm entre dois cortes. O número de cortes necessários para cobrir a largura total a ser reciclada depende da:

- largura da rodovia a ser reciclada e detalhes de seção transversal;
- largura do tambor fresador da recicladora.

Para cada largura de rodovia a ser reciclada em um projeto específico, deve ser definido um plano de corte mostrando detalhes. A largura de corte do tambor fresador da recicladora dita o número de cortes necessários para reciclar cada largura de pista de rodovia.

A figura 8.36 exemplifica um plano de corte em uma rodovia com largura de 8,0 m a ser reciclada em duas larguras de 4,0 m cada. Neste exemplo prevê-se a utilização de recicladora com largura de corte de 2,4 m. Cada semi-largura necessitará de  $4 \text{ m} / 2,4 \text{ m} = 1,667$  corte. Devido a isto a recicladora necessitará realizar dois cortes que precisarão de sobreposição entre eles de 800 mm para cobrir cada semi-largura de 4,0 m. No exemplo a semi-largura da esquerda será reciclada primeiro. São necessários dois cortes para cobrir os 4,0 m da semi-largura. Contudo, o corte que atinge a linha central deve se estender em 150 mm além desta linha por duas razões:

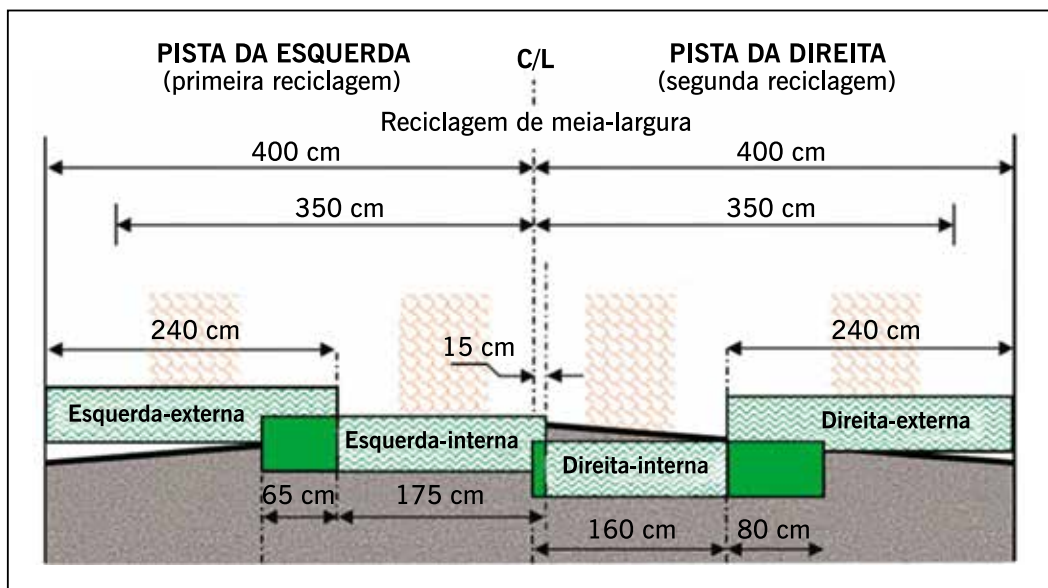
- A sobreposição mínima entre dois cortes é de 150 mm;
- O cruzamento de corte sobre a linha central na primeira semi-largura permite que a linha de corte da segunda semi-largura siga a linha central (incorporando a sobreposição de 150 mm).

A sobreposição de 150 mm sobre a linha central aumenta a largura de reciclagem na metade esquerda da rodovia para 4,15 m e a sobreposição entre os dois cortes reduz-se para 650 mm.

A segunda semilargura (a metade direita) também necessita de dois cortes, mas, desde que a largura de reciclagem seja de 4,0 m, a sobreposição entre os dois cortes é de 800 mm.

A posição da trilha de roda trafegada pela recicladora também é mostrada no plano de corte para verificar sua posição relativa às sobreposições. Quando possível, as sobreposições devem ser localizadas fora das trilhas de rodas da recicladora. Estas trilhas de roda normalmente têm largura de 750 mm, com o centro localizado a 750 mm do limite da linha de reciclagem.

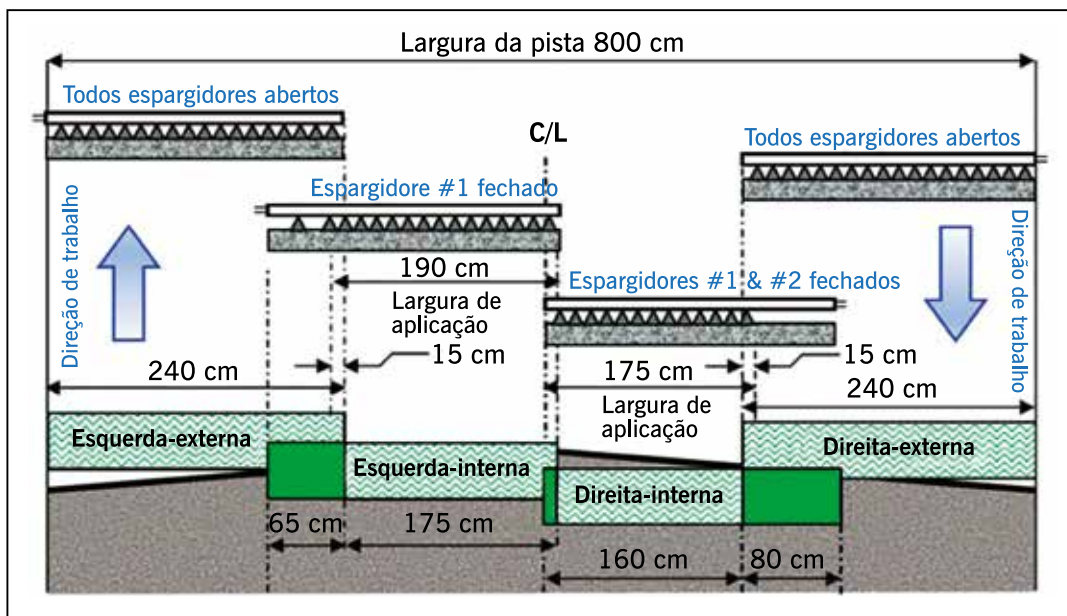
**Figura 8.36** – Exemplo de plano de corte em pista de 8,0 m de largura (Sabita, 2020)



Fonte: Sabita, 2020.

As sobreposições indicadas no plano de corte ditam as larguras da aplicação de água e agentes asfálticos estabilizantes para cada corte. No exemplo, os cortes externos de 2,4 m em ambas as semilarguras são tratados na largura total, garantindo tratamento contínuo na trilha de roda externa trafegada. A largura necessária de aplicação dos agentes estabilizantes (e água) nos cortes internos reduz-se para 1.750 mm na semilargura da esquerda e 1.600 mm na semilargura da direita, conforme apresentado na figura 8.37. Para dar conta de um possível deslocamento lateral da recicladora, é considerada uma sobreposição adicional de 150 mm em todas as sobreposições, aumentando a largura de tratamento para 1.900 mm e 1.750 mm nos cortes internos das duas semilarguras.

**Figura 8.37** – Exemplo de ajustes da barra espargidora de recicladora Wirtgen WR240



Fonte: Sabita, 2020.

## 8.9 EXECUÇÃO DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS POR PENETRAÇÃO

A execução de tratamentos superficiais por penetração é feita por meio da combinação de um caminhão espargidor, responsável pela distribuição do ligante asfáltico, com um distribuidor de agregados, conforme mostrado na figura 8.38. O caminhão espargidor aplica o ligante asfáltico por meio de bicos espargidores instalados em uma barra transversal, que pode ser vista na figura 8.38. É necessária a limpeza e a regulação dos bicos antes do início de cada operação do caminhão espargidor, visto que a uniformidade e a regularidade da aplicação do ligante são fundamentais no desempenho do revestimento executado.

Atualmente, o equipamento mais indicado para esse tipo de serviço é o que se vê na figura 8.39, que aplica o ligante asfáltico e o agregado, em sequência, de forma homogênea e controlada, obtendo-se uma adequada uniformidade da camada executada. Para isso é necessário que o equipamento esteja devidamente ajustado para aplicar o ligante asfáltico e o agregado nas proporções definidas previamente e também calibrado de modo adequado e com capacidade de operação uniforme de todos seus sistemas.

Em geral, os tratamentos superficiais por penetração são executados na forma invertida (ver capítulo 4), conforme mostrado nas figuras 8.40 e 8.41. Inicialmente deve ser feita uma varredura da pista (imprimada, no caso de aplicação sobre a base) para eliminar todas as partículas de pó. Em seguida é aplicado o ligante asfáltico e, imediatamente após, o agregado, ambos na quantidade indicada no projeto (ver capítulo 5). A temperatura para aplicação do ligante é determinada em função da relação viscosidade-temperatura:

- para cimento asfáltico – 20 SSF a 60 SSF (segundos Saybolt-Furol);
- emulsão asfáltica – 20 SSF a 100 SSF, no caso de RR-1C e 100 SSF a 250 SSF, em se tratando da RR-2C.

**Figura 8.38** – Exemplo das etapas de construção de um tratamento superficial  
(fotos: Franklin Chaves)



Fonte: Elaborada pelos autores.

Geralmente, os serviços de tratamento são realizados com emulsão do tipo RR-2C que pode ser modificada ou não por polímeros SBR ou SBS (ver capítulo 2).

A compressão do agregado se dá imediatamente após o seu lançamento na pista. Ela deve começar pelas bordas e progredir para o eixo, nos trechos em tangente e, nas curvas, deverá progredir sempre da borda mais baixa para a borda mais alta, sendo cada passagem do rolo recoberta na vez subsequente em, pelo menos, metade da largura deste.

O número de passadas depende das características do rolo compressor, do substrato, do agregado e do ligante. É necessária uma avaliação subjetiva, por inspeção visual, do resultado da compressão de um trecho-teste para a determinação de qual é o procedimento mais adequado de execução e o número ótimo de passadas do rolo. Como a compressão num tratamento superficial por penetração não é tão crítica como a compactação nas misturas asfálticas a quente, pode-se considerar que o número de passadas necessário deve ser tal que não se perceba mais o rearranjo significativo das partículas nem o sulcamento ou outra marcação pelo rolo compressor.

**Figura 8.39** – Exemplos de equipamento multidistribuidor para execução de tratamentos superficiais por penetração invertida (fotos: Romanelli S.A.)



Fonte: Elaborada pelos autores.

Em agregados com baixa resistência à abrasão, faz-se necessária a limitação da compressão para evitar a quebra das partículas. O tipo de rolo a ser utilizado bem como a ordem de rolagem costumam ser recomendados na especificação de serviço do órgão responsável, podendo ser utilizados rolo tandem liso estático, rolo de pneu e/ou rolo conjugado. Após a compressão da camada, obtida a fixação ideal do agregado, faz-se uma varredura do material solto.

No caso de um tratamento superficial duplo executa-se a segunda camada de maneira idêntica à primeira. Em se tratando de um tratamento superficial triplo, o mesmo procedimento é repetido mais uma vez para a execução da terceira camada.

Pode-se aplicar uma capa selante sobre os tratamentos superficiais, sendo o ligante dessa capa quase sempre uma emulsão asfáltica, frequentemente diluída com água. Em seguida à aplicação da emulsão, ela é coberta por agregado miúdo (areia ou pó de pedra) e realizada a compressão. Antes de aplicar o ligante, é aconselhável a passagem de vassoura de arrasto (sem contrapeso) sobre a última camada de agregado do tratamento com o objetivo de “tombar” o agregado dentro dos vazios da camada anterior e para melhor penetração da emulsão.

**Figura 8.40** – Sequência esquemática de construção de um tratamento superficial



Fonte: BR Distribuidora, 2004.

**Figura 8.41** – Exemplo de aplicação de tratamento superficial por penetração invertida  
(Fotos: Betunel Koch S.A.)



Fonte: Elaborada pelos autores.

A liberação ao tráfego, no caso de se usar como ligante o cimento asfáltico, é permitida após o término da compactação. Quando se usa emulsão asfáltica como ligante, é aconselhável que a pista fique fechada até a ruptura e cura total da emulsão, o que se dá em algumas horas.

A especificação de serviço DER/PR ES-P 36/17 do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná define a utilização de asfaltos modificados com polímero e asfalto-borracha na execução de tratamentos superficiais a quente. Nesta especificação é indicado o asfalto-borracha do tipo AB-22 para este serviço.

Conforme Antoszczem Jr (2014), a aplicação de tratamentos superficiais com asfalto-borracha originou-se nos Estados Unidos na década de 1970 e posteriormente foi difundida em outros países, com destaque para a África do Sul, que já utiliza esta técnica desde 1980.

Para que a adesão entre ligante asfáltico e a face do agregado aconteça de forma eficaz, faz-se necessário que o agregado esteja isento de pó e umidade. Sendo assim, há a necessidade da realização de um pré-envolvimento do agregado, geralmente com CAP50/70 num teor que pode variar entre 0,3 a 1,0%, utilizando-se usina de asfalto convencional, dias antes da aplicação do tratamento superficial com asfalto-borracha.

Linhares (2021) apresenta pesquisa de utilização de tratamento superficial duplo com asfalto-borracha em trecho experimental na BR-116 entre Curitiba e São Paulo com o objetivo de melhorar a aderência pneu-pavimento e reduzir acidentes. O tratamento foi executado sobre o revestimento asfáltico existente e mostrou bom desempenho mesmo sob condições de tráfego pesado.

## 8.10 EXECUÇÃO DE LAMAS E MICRORREVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

As lamas asfálticas são misturas de agregado miúdo, fíler (cal hidratada ou cimento Portland), água, aditivo (em casos específicos) e emulsão asfáltica. São aplicadas por usinas móveis como a da figura 8.42, que possui depósitos para os constituintes, misturador e mesa ou caixa distribuidora. A figura 8.43 apresenta dois exemplos de aplicação de lama asfáltica.

Assim como as lamas asfálticas, os microrrevestimentos a frio são misturas de agregado miúdo, fíler (cal hidratada ou cimento Portland), água, aditivo e emulsão asfáltica. A principal diferença entre ambos é o tipo de emulsão asfáltica utilizada: enquanto na lama asfáltica se usa uma emulsão de ruptura lenta convencional, no microrrevestimento a frio a emulsão deve ser de ruptura controlada modificada por polímero.

A especificação de serviço DNIT ES-035/2018 estabelece parâmetros para execução dos microrrevestimentos asfálticos a frio.

A temperatura de aplicação da emulsão asfáltica para microrrevestimento asfáltico a frio na pista deverá ser de no máximo 35°C. Caso a temperatura da emulsão seja superior a 35°C, deve-se aguardar a redução até a temperatura atingir 35°C para então proceder o início da aplicação.

As usinas móveis para produção e aplicação de lama asfáltica geralmente não possuem depósito para armazenamento de aditivo controlador de ruptura. A mistura produzida com emulsão de ruptura lenta convencional não apresenta, necessariamente, um tempo preestabelecido para a ruptura da emulsão e cura da mistura, evaporação de toda a água e liberação ao tráfego, tempo este que pode ser de quatro a seis horas dependendo das condições climáticas.

No microrrevestimento a frio com emulsão de ruptura controlada, é necessária a utilização de aditivos retardadores que têm o propósito de evitar a ruptura prematura da emulsão na caixa distribuidora ou aditivos aceleradores que são responsáveis em auxiliar na cura da mistura após a aplicação na pista.

**Figura 8.42** – Exemplo de equipamento para produção e aplicação de lama asfáltica (foto: Romanelli S.A.)



Fonte: Romanelli S.A., 2006.



**Figura 8.43** – Exemplos de aplicação de lama asfáltica (foto: Betunel Koch S.A.)



Fonte: Betunel Koch S.A., 2004.

A usina móvel de microrrevestimento a frio difere da usina móvel de lama asfáltica pela presença de um depósito desses aditivos e de uma caixa distribuidora, dotada de uma rosca sem fim com a função de levar a mistura de forma mais rápida aos pontos laterais da caixa – figura 8.44.

Deve ser realizada uma regulação prévia das taxas de cada componente da mistura de modo a assegurar o perfeito controle da dosagem dos materiais conforme o projeto de laboratório (ver capítulo 5). A mistura ocorre na seguinte sequência:

- a) O agregado cai do silo numa esteira que o leva até a parte de trás da usina móvel numa velocidade previamente estabelecida.
- b) O fíler é dosado, numa taxa que usualmente varia de 0,5 a 1,5% sobre o total de agregado, logo antes do agregado cair no misturador (*pug-mill*), onde é adicionada a água já misturada com o aditivo (se necessário). A quantidade de água ideal é aquela na qual é obtida uma consistência uniforme da mistura de modo a facilitar sua distribuição pela caixa. A quantidade de aditivo pode variar atingindo até 1,0%, a depender das características da emulsão, agregado, temperatura de pista e condições climáticas.
- c) Logo em seguida, após a total mistura dos componentes anteriores, é adicionada a emulsão convencional (no caso da lama asfáltica) ou modificada por polímeros (no caso do microrrevestimento a frio).
- d) A mistura pronta cai numa caixa de distribuição que tem o objetivo de realizar, de forma contínua e homogênea, o espalhamento da mistura asfáltica sobre toda a superfície a ser revestida. A largura da caixa de distribuição é regulável e varia de acordo com a largura da faixa de rolamento, algumas podendo chegar a até 4,0 m.

Um tempo de mistura adequado deve ser aquele que permita que a mistura asfáltica seja conduzida do meio até os extremos da caixa distribuidora (trave) sem que ela rompa.

A superfície na qual será executado o microrrevestimento asfáltico a frio deve estar limpa, seca e livre de defeitos superficiais severos, devendo os reparos necessários serem realizados antes da execução da camada. Antes da aplicação deve-se verificar a ocorrência de afundamen-

tos de trilhas de rodas na superfície do pavimento – se ocorrerem e forem superiores a 8 mm, é necessário o preenchimento dessas trilhas com equipamento apropriado para a execução deste serviço.

A aplicação do microrrevestimento asfáltico a frio deve ser executada no sentido contrário ao tráfego.

Após a aplicação do microrrevestimento asfáltico a frio deve-se fazer a rolagem da camada com objetivo de acomodação dos agregados e com a utilização de rolo liso leve, rolo de pneus sem lastro ou rolo corrugado leve, com peso máximo de 3 tf.

O início da rolagem deve ocorrer imediatamente após a cura e antes da limpeza e liberação ao tráfego.

O processo de cura se dá pela ação do calor e por reações físico-químicas que acontecem entre os emulsificantes e o agregado. Estes dois processos estimulam a liberação e evaporação da água do sistema, evento facilmente visualizado pela mudança na coloração da mistura aplicada, que passa de marrom (cor inicial) ao preto (cor final).

O microrrevestimento asfáltico a frio deve ser mantido com tráfego controlado (velocidade de 60 km/h) por um período de até duas horas após a liberação ao tráfego, a fim de reduzir o desprendimento de agregados causado pelo efeito do tráfego. A espessura desses tipos de serviços varia entre 4 a 15 mm, sendo que para espessuras superiores a 8 mm recomenda-se sua aplicação em duas camadas.

Recomenda-se executar pintura de ligação somente sobre pavimentos bastante envelhecidos ou em concreto de cimento Portland. Essa pintura deve ser feita com emulsão de ruptura rápida diluída em água, na proporção de 1:3 em volume, respectivamente, e aplicada na taxa de 0,5 litros/m<sup>2</sup>.

Os microrrevestimentos também podem ser a quente, consistindo em misturas de cimento asfáltico de petróleo e agregados, produzidas em usinas de asfalto e aplicadas utilizando-se vibrocabadora, exatamente como uma mistura a quente convencional discutida antes, sendo utilizadas espessuras delgadas (10 a 25 mm) e, por isso, recebendo esta denominação particular de microrrevestimento a quente.

É possível combinar técnicas consagradas, como o tratamento superficial, seguido de aplicação de microrrevestimento, gerando o que se denomina de *cape seal*, aplicada como uma solução técnica de recuperação estrutural (ver capítulo 11). Em geral consiste de um tratamento superficial simples composto de pedrisco com diâmetro máximo de 12,5 mm ou ½ polegada e emulsão asfáltica modificada por polímero do tipo RR-2C, sobre o qual se executa um microrrevestimento a frio ou lama asfáltica.

Na recuperação de revestimentos asfálticos com o *cape seal*, o tratamento superficial simples é responsável pela inibição da reflexão de pequenas trincas existentes no pavimento, além de conferir características de flexibilidade e suporte ao sistema. O microrrevestimento a frio diminui o tempo para liberação ao tráfego (uma hora e meia a duas horas) e tem a função de reduzir a rugosidade excessiva do tratamento, promovendo uma característica melhor de macrotextura da superfície que garanta a segurança sem comprometer o conforto do usuário. Na figura 8.45 estão apresentadas as etapas de execução de um serviço típico de *cape seal*.

**Figura 8.44** – Exemplos de equipamento e execução de microrrevestimento a frio (fotos: Romanelli S.A.)



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 8.45** – Etapas da execução de cape seal (fotos: Greca Asfaltos S.A.)



Fonte: Elaborada pelos autores.

## 8.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme foi mencionado na introdução do presente capítulo, o bom desempenho de camadas de misturas asfálticas e de tratamentos superficiais asfálticos depende, entre outros aspectos, do uso de técnicas adequadas de produção, distribuição, execução e controle de execução dessas camadas asfálticas na pista.

Há vários anos vêm sendo produzidos e utilizados equipamentos que seguem sendo aperfeiçoados com recursos que possibilitam o aprimoramento das técnicas envolvidas na execução. São usinas asfálticas com controles automatizados de fluxo de materiais, de pesagem e de temperaturas, vibroacabadoras capazes de conferir um lançamento de misturas asfálticas mais regular e uniforme, além de pré-adensadas, usinas recicladoras móveis, recicladoras automatizadas e com capacidade de reciclar camadas de espessura considerável, unidades capazes de executar tratamentos superficiais por penetração e microrrevestimentos de forma automatizada, equipamentos de compactação com eficiência aumentada e equipamentos que permitem o controle e o acompanhamento da evolução do grau de compactação de camadas durante a sua execução, e não apenas uma verificação posterior através de extração de corpos de prova.

O uso correto e o consequente bom desempenho destes equipamentos só é alcançado a partir do domínio pleno de seu funcionamento pelos operadores, ou seja, com mão de obra bem qualificada, e de uma preocupação constante com a manutenção e calibração de suas várias partes ou sistemas.

## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *Segregation causes and cures for hot mix asphalt*. 1997.
- ABDER – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE DEPARTAMENTOS DE ESTRADAS DE RODAGEM. *Reciclagem profunda de pavimentos. Recomendações ABDER para padronização de procedimentos entre DERs*. 2021.
- ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001.
- ANTOSCZEZEM JR., J.A.; MASSARANDUBA, J.C.M. *Contribuição ao estudo do comportamento de emulsões com polímero SBS e SBR em dosagens de microrrevestimento a frio*. Monografia – Universidade Tuiuti do Paraná. Curso de Especialização em Engenharia de Infraestrutura de Transporte Rodoviário, Curitiba. 2004.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Tratamento Superficial com Asfalto-Borracha no Brasil. Sindicato da Indústria da Construção Pesada do Estado de São Paulo. *Boletim Técnico* n. 11. 2014.
- ASPHALT INSTITUTE. The asphalt handbook. *Manual Series* n. 4 (MS-4). 1989.
- \_\_\_\_\_. *HMA construction*. 2. ed. *Manual Series* n. 22 (MS-22). 1998.
- BONFIM, V. *Pavimento Sustentável*. São Paulo: Exceção Editorial e Eventos, 2020.
- DER-PR – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. *Manual de execução de serviços rodoviários*. Curitiba, 1991.
- \_\_\_\_\_. DER/SP ES-P 36/17: *Pavimentação: Tratamentos superficiais – ligantes convencionais e modificados*. Curitiba, 2017.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *Especificações gerais para obras rodoviárias – v. III/IV*. Rio de Janeiro: DNER, 1997.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 033/2021. *Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico reciclado em usina a quente – Especificação de serviço*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 031/2006-ES: *Pavimentos flexíveis: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. DNIT 169/2014-ES: *Pavimentação – Reciclagem de pavimento em usina com espuma de asfalto*. Rio de Janeiro, 2014.
- \_\_\_\_\_. DNIT ES-035/2018: *Pavimentação asfáltica – Microrrevestimento asfáltico*. Rio de Janeiro, 2018.
- FHWA – US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Crumb rubber modifier – Summary of practices in Arizona, California and Florida*. 1995.
- GONTIJO, P.R.A. Vibroacabadoras de asfalto – princípios de funcionamento e de regulação. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 7., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1984. p. 15-36.
- HUNTER, R.N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Publishing, 2000.
- LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Les enduits superficiels et les routes économiques*. Paris: LCPC, 1989.

- LINHARES, G.R. *Redução de acidentes rodoviários por derrapagem com emprego de Tratamento Superficial Duplo com Asfalto Modificado por Borracha*. 2021. 139 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2021.
- NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Rolling and compaction of asphalt pavement*. Riverdale: Napa, 1998.
- SABITA – SOUTHERN AFRICAN BITUMEN ASSOCIATION: *Technical Guideline: Bitumen stabilized materials – TG-2*. 3 ed. South Africa. 2020.
- SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP, 1993.
- SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Thomas Telford Publishing, 2003.
- SUZUKI, K. (2019). *Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado*. Tese USP. São Paulo.
- WAPA – WASHINGTON ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *The WAPA asphalt pavement guide*. Washington: WAPA, 2004.

# Diagnóstico de defeitos, avaliação funcional e de aderência

## 9.1 INTRODUÇÃO

O objetivo principal da pavimentação é garantir a trafegabilidade em qualquer época do ano e condições climáticas, e proporcionar aos usuários conforto ao rolamento e segurança. Uma vez que o solo natural não é suficientemente resistente para suportar a repetição de cargas de roda sem sofrer deformações significativas, torna-se necessária a construção de uma estrutura, denominada pavimento, que é construída sobre o subleito, dimensionada para suportar as cargas dos veículos, distribuindo as solicitações às suas diversas camadas e ao subleito, limitando as tensões e as deformações de forma a garantir um desempenho adequado da via, pelo período pretendido.

O desempenho adequado do conjunto de camadas e do subleito relaciona-se à capacidade de suporte e à durabilidade, compatível com o padrão da obra e o tipo de tráfego, bem como o conforto ao rolamento e a segurança dos usuários. Assim, o desafio de projetar um pavimento reside em conceber uma obra de engenharia que cumpra demandas estruturais e funcionais. Aliado a esses dois objetivos, o pavimento deve ainda ser projetado da forma mais econômica possível, atendendo às restrições orçamentárias.

Mas, como se sabe, a vida útil de um pavimento é relativamente curta em comparação com outras obras civis. Porém, um pavimento bem dimensionado e bem construído não tem ruptura súbita, acumulando defeitos à medida em que é solicitado pelo tráfego e pelo clima. Assim, é necessária uma constante observação do pavimento para detectar os primeiros sinais dos defeitos e acompanhar seu crescimento para intervir com correções no momento adequado de forma a minimizar a evolução acelerada do defeito.

Dessa forma, a mensuração da condição superficial do pavimento, com detecção dos defeitos em sua fase inicial e acompanhamento do crescimento futuro, é uma das técnicas que mais auxiliam na quantificação da “saúde” do pavimento, identificando seções deficientes, o que auxilia na definição das prioridades dos projetos de manutenção e restauração, permitindo criar ou melhorar modelos de previsão de desempenho e, também, de projeto.

Devido às características do pavimento e de sua interação com os veículos, seu desempenho pode ser avaliado sob a ótica de três aspectos: funcional, estrutural e de segurança. A avaliação chamada de funcional se detém sobre os defeitos superficiais e seus reflexos no conforto ao rolamento. A avaliação estrutural consiste em determinar a capacidade de carga do pavimento e a eventual necessidade de reforço da estrutura existente para garantir seu desempenho por um tempo adicional de vida útil (capítulo 10). E a avaliação da segurança se relaciona a muitos aspectos, mas no que diz respeito ao pavimento trata da interação pneu-pavimento quanto aos aspectos de atrito, aquaplanagem e resistência à derrapagem, portanto, basicamente, de aderência pneu-pavimento, em qualquer condição climática.

Aqui estão apresentados os métodos de avaliação funcional e de segurança, enquanto a avaliação estrutural é tratada no próximo capítulo.

Do ponto de vista do usuário, o estado da superfície do pavimento é o mais importante, visto que os defeitos ou irregularidades nessa superfície são percebidos porque afetam o conforto ao rolamento. Quando o conforto é prejudicado, o veículo também sofre mais intensamente as consequências desses defeitos. Essas consequências acarretam maiores custos operacionais para o usuário, relacionados a maiores gastos com peças de manutenção dos veículos, com consumo de combustível e de pneus, com o tempo de viagem etc. Portanto, considerar o conforto ao rolamento também significa economia nos custos de transporte. Modelos empíricos de desempenho mostram claramente a correlação entre a irregularidade e os custos operacionais (Geipot, 1981; Robinson, 1986). Esses modelos são empregados em planejamento e em gerência de pavimentos e de manutenção, tendo alguns sido desenvolvidos pela Pesquisa de Inter-relacionamento de Custos Rodoviários (Geipot, 1981), utilizados nos programas de gerência do HDM III (*The Highway Design and Maintenance-III*), World Bank (1985), e, também, incorporados na versão IV (World Bank, 2000). A versão atual do HDM pode ser encontrada em <http://www.hdmglobal.com/hdm-4-version-2/new-in-version-2/>, consultada em 2021.

Vários autores aplicaram o HDM e outras técnicas para comparar a condição funcional do pavimento com os custos operacionais, tais como Sestini (2000); Lersch (2002); Benevides (2006); Bartholomeu (2006); Molz *et al.* (2020), entre outros.

Os dois principais custos com os quais a irregularidade está associada são os operacionais dos veículos e o da vida útil dos pavimentos. No entanto, há mais estudos sobre a influência da irregularidade com o custo operacional dos veículos do que com a vida útil dos pavimentos. A relação entre a irregularidade e a vida útil está ligada à ação dinâmica das cargas sobre o pavimento, as quais são ampliadas quando este se encontra com sua superfície irregular. Num pavimento com baixa irregularidade, as cargas aplicadas ao pavimento são as consideradas no dimensionamento, mas quanto maior a irregularidade do pavimento, mais a suspensão do veículo é solicitada e a carga se amplifica, causando mais dano ao veículo e ao pavimento, com efeito no consumo de fadiga.

Assim, neste capítulo, são detalhados vários conceitos ligados à condição funcional do pavimento e os índices usuais que expressam esta característica, os defeitos mais comuns que ocorrem nos pavimentos asfálticos, as formas de avaliação da irregularidade e, por fim, a avaliação da interação pneu-pavimento ou aderência.

## 9.2 SERVENTIA

A avaliação funcional de um pavimento relaciona-se à apreciação do estado da sua superfície e como este estado influencia no conforto ao rolamento. O estado do pavimento tem influência significativa na economia de um país e no custo de vida da sociedade. As condições precárias das estradas aumentam o custo operacional dos veículos, assim como o tempo de viagem, refletindo no aumento do valor do frete, que por sua vez influencia o valor final dos produtos transportados e o poder de compra da população em geral.

O primeiro método estabelecido de forma sistemática para a avaliação funcional foi o da serventia de determinado trecho de pavimento, concebida por Carey e Irick (1960) para as pistas experimentais da AASHO (*American Association of State Highway Officials*, hoje AASHTO, *American Association of State Highway and Transportation Officials*). Este parâmetro foi definido como uma escala de 0 a 5, sendo 5 a nota dada à condição ideal da superfície do pavimento, que vai decaindo ao longo da solicitação do tráfego.



A serventia (em inglês *serviceability*) é definida como a capacidade de um pavimento, construído em determinado trecho, servir ao usuário em um dado momento quanto ao seu conforto ao rolamento (e em parte quanto à segurança). A serventia ou a capacidade de servir ao usuário quanto ao conforto ao rolamento decai com o tempo e/ou tráfego, e, assim, quando determinado segmento é avaliado ao longo dos anos, esta queda da serventia resulta em uma avaliação do desempenho do pavimento, o que pode ser utilizado para definir estágios da vida útil do pavimento e definir critérios para o momento adequado de intervenções de manutenção.

No Brasil, foi estabelecido pela norma DNIT (2003d) o procedimento de se obter esta medida da serventia de forma subjetiva, denominada valor da serventia atual (VSA). O valor de serventia atual é uma atribuição numérica compreendida em uma escala de 0 a 5, dada pela média de notas do conforto ao rolamento, feita por avaliadores, os quais percorrem o trecho dentro de um veículo, trafegando em determinado trecho, em dado momento da vida do pavimento. Esta escala compreende cinco níveis de serventia, conforme expresso na tabela 9.1.

**TABELA 9.1 – NÍVEIS DE SERVENTIA**

Padrão de conforto ao rolamento	Avaliação (faixa de notas)
Excelente	4 a 5
Bom	3 a 4
Regular	2 a 3
Ruim	1 a 2
Péssimo	0 a 1

Fonte: DNIT, 2003.

Nos Estados Unidos, a avaliação subjetiva de conforto ao rolamento do pavimento é denominada *Present Serviceability Ratio ou rating* (PSR), correspondendo no Brasil ao valor de serventia atual (VSA). Pela simplicidade deste método, apesar do seu caráter subjetivo, ele continua a ser empregado nos EUA, no Brasil e em muitos outros países por ser de fácil aplicação e bem representativo da condição atual da via, quando a equipe de avaliação é bem treinada tecnicamente. Também se correlaciona com a irregularidade da superfície e com a presença de defeitos. Tem havido muitas atualizações na forma de se obter o PSR (e, também, o *Pavement Condition Index* - PCI correspondente à escala de 100 a 0, este aqui no Brasil utilizado somente para pavimentos de concreto de cimento Portland), inclusive utilizando planilhas de ponderação dos defeitos por tipo e gravidade. Como exemplo, pode-se consultar as publicações da FHWA (2020, 2021). São relatórios que apresentam uma abordagem para estimar PSR de dados medidos de irregularidade de superfície e correlações entre os índices comumente usados por várias agências e o PSR, incluindo um guia para uso no Excel, considerando vários métodos de avaliação.

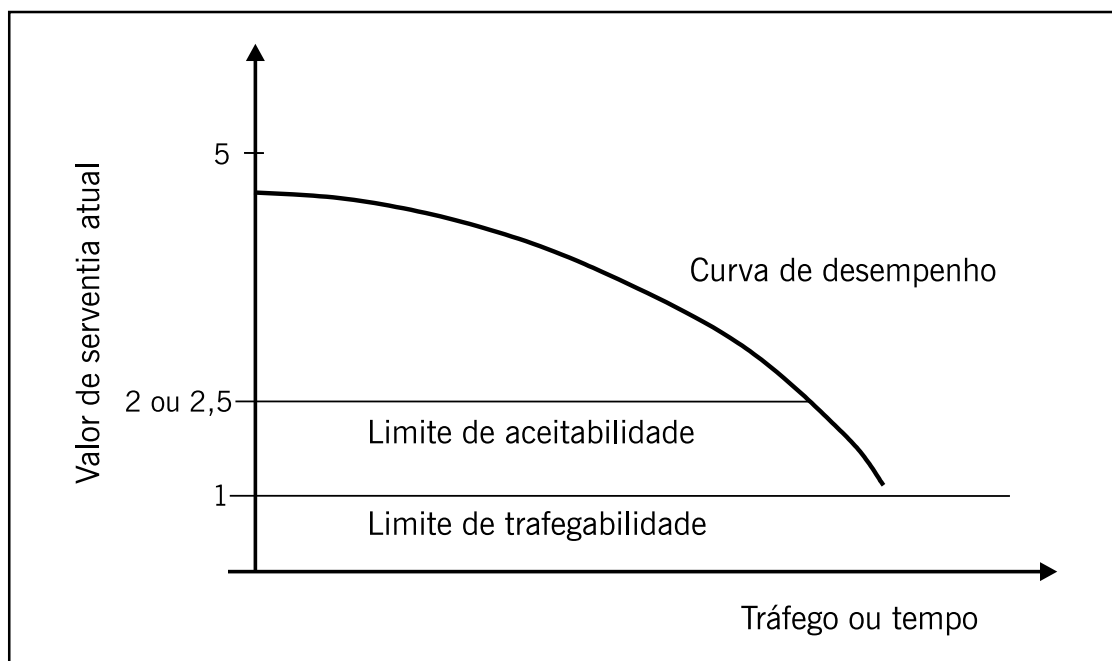
O VSA é, em geral, elevado logo após a construção do pavimento, quando bem executado, visto que este exibe uma superfície suave, praticamente sem irregularidades. A condição de perfeição, sem qualquer irregularidade (VSA = 5), não é encontrada na prática. Como exemplo, nas pistas experimentais da AASHO, na década de 1960, foram obtidos valores de serventia atual inicial de 4,2 para pavimentos asfálticos e de 4,5 para pavimentos de concreto de cimento Portland. Com o aprimoramento das técnicas construtivas, é possível obter nos dois tipos de pavimento valores iniciais mais próximos da nota 5. Portanto, o VSA, logo após o término da construção do pavimento, depende muito da qualidade executiva e das alternativas de pavimentação selecionadas.

O VSA do pavimento diminui com o passar do tempo por dois fatores principais: o tráfego e as intempéries. A forma da curva de serventia com tempo decorrido de utilização da via é mostrada esquematicamente na figura 9.1.

Todos os veículos que passam pelo trecho são “registrados” na estrutura, uma vez que cada passagem de carga contribui incrementalmente para o estado de deterioração do pavimento. Portanto, a superfície sofre alterações que deterioram seu estado de superfície e causam desconfortos crescentes aos usuários. Os veículos, principalmente os caminhões e ônibus, ao trafegarem sobre as irregularidades (depressões, corrugações, afundamentos de trilhas de rodas, entre outras), têm sua carga estática acrescida devido a efeitos dinâmicos e que atuam por um período curto nas proximidades da irregularidade. Um exemplo desta relação pode ser visualizado em Fernandes Jr. e Barbosa (2000). Como ilustração desse efeito, a figura 9.2 mostra a variação da carga dinâmica produzida por um eixo simples de rodas duplas com a carga legal estática de 100 kN e por um eixo tandem duplo com a carga legal estática de 170 kN, trafegando a 90 km/h sobre um pavimento com elevada irregularidade. O aumento na magnitude de sollicitação intensifica de forma não linear a progressão dos defeitos, acentuando-os e provocando um aumento na irregularidade da superfície ou queda da serventia.

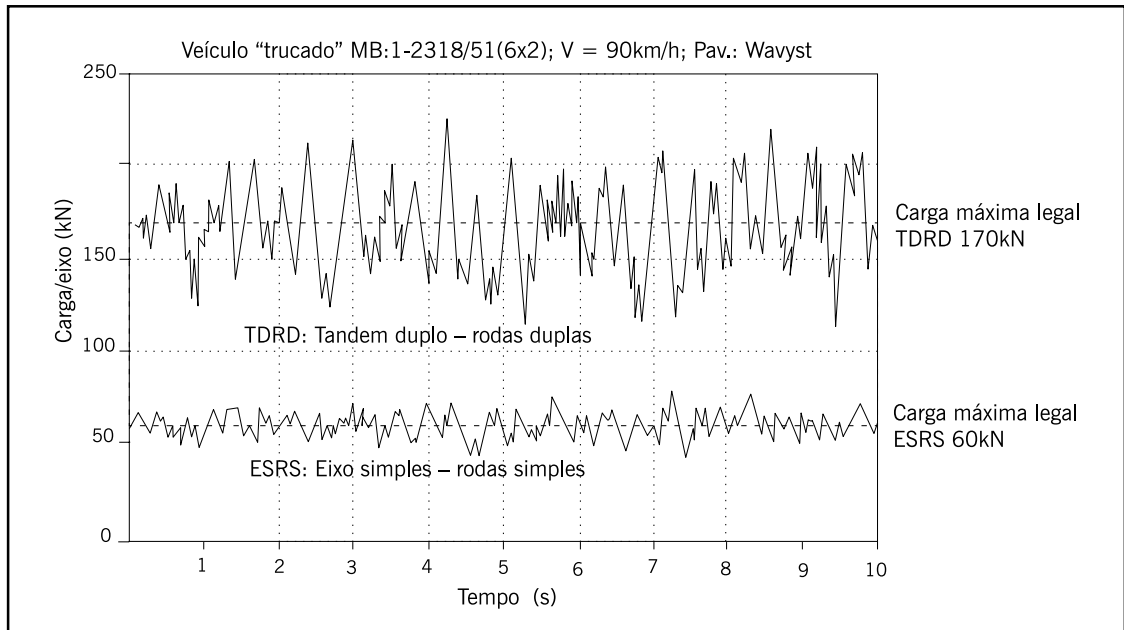
O clima contribui para a aceleração da deterioração do pavimento uma vez que a água da chuva pode provocar queda de capacidade de suporte ou também pelo envelhecimento do revestimento asfáltico pela ação dos raios do sol. Como consequência, a estrutura ao ser solicitada pelo tráfego sofre maiores deslocamentos, provocando maiores danos estruturais e de superfície. O pavimento quando trincado na superfície facilita a entrada de água e, com a evolução das trincas, o decréscimo do valor de serventia é ainda mais acentuado. A temperatura também afeta o comportamento dos materiais.

**Figura 9.1** – Variação da serventia com o tráfego ou com o tempo decorrido de utilização da via



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.2** – Variação da carga dinâmica de dois eixos legais trafegando em uma via com elevada irregularidade



Fonte: Fernandes Jr. e Barbosa, 2000.

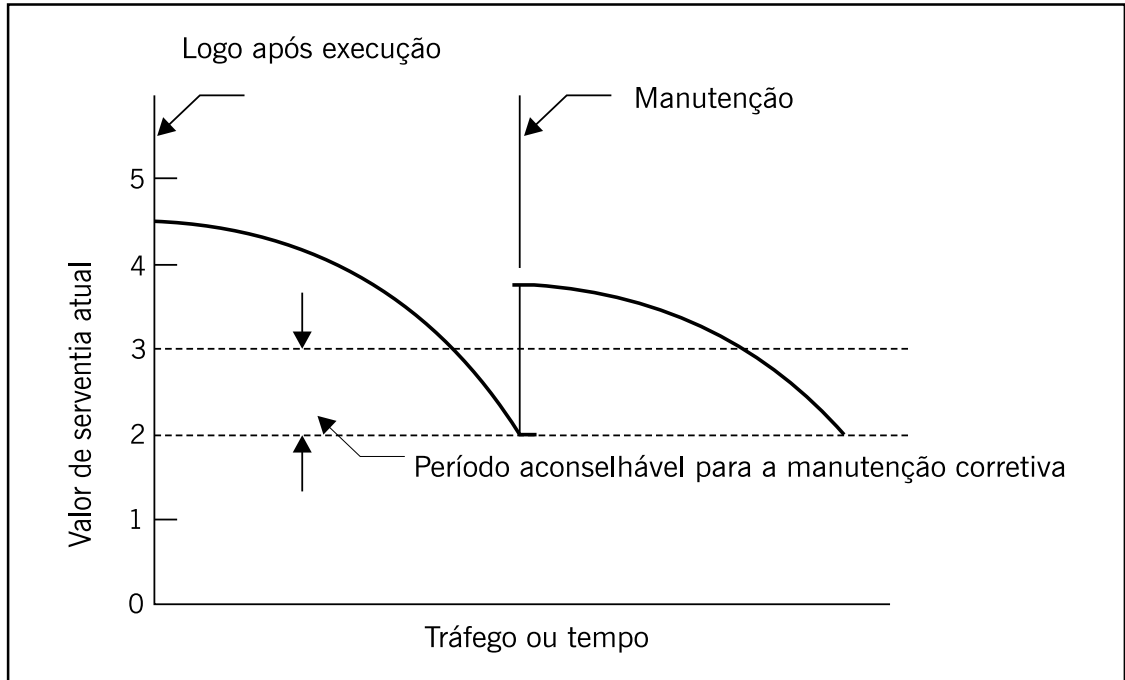
O aumento da temperatura reduz a viscosidade dos ligantes asfálticos e a resistência das misturas asfálticas às deformações permanentes. Temperaturas muito baixas podem provocar trincamento no revestimento asfáltico por retração e levam ainda ao seu enrijecimento, o que, se este for muito delgado e construído sobre materiais muito deformáveis, torna-o mais suscetível ao trincamento por fadiga.

Na figura 9.1 estão indicados dois limites: de aceitabilidade e de trafegabilidade. Para os usuários, há um limite de aceitabilidade das condições de rolamento do pavimento, abaixo do qual o nível de conforto passa a ser inaceitável; este limite depende da categoria da rodovia e do tráfego. O guia de dimensionamento de pavimentos norte-americano da AASHTO (1993) introduziu pioneiramente já na sua primeira versão da década de 1960, além do critério de resistência, também o critério de serventia para o cálculo das estruturas de pavimento. Esse método atribui como limite da aceitabilidade a nota 2,5 para vias de alto volume de tráfego e 2,0 para as demais. Na prática, sempre que o valor de serventia atual atinge este patamar, uma intervenção de manutenção corretiva deve ser realizada de modo a repor o índice a um valor superior – figura 9.3. No período em que o pavimento apresenta VSA acima deste valor, deve-se realizar manutenção preventiva periódica de modo a prolongar o tempo em que o mesmo permanece em condição aceitável quanto ao rolamento. Caso não haja manutenção ou esta seja inadequada, o pavimento pode atingir o limite de trafegabilidade, situação na qual se torna necessária sua reconstrução. Este limite depende dos padrões estabelecidos, estando geralmente próximo ao valor de serventia atual de 1,0 – figura 9.1.

Após manutenção corretiva, o valor de serventia eleva-se novamente podendo atingir valores menores, iguais ou maiores do que a serventia inicial do pavimento. Esta situação é representada na figura 9.4 pelas letras A, B e C. Este novo valor depende do tipo de revestimento asfáltico, da espessura de projeto e da qualidade executiva. Após a restauração do pavimento, a serventia volta a diminuir em ritmo dependente da estrutura original, do grau de deterioração em que se encontrava, e do tipo e espessura da camada de manutenção. Essas diferenças podem ser

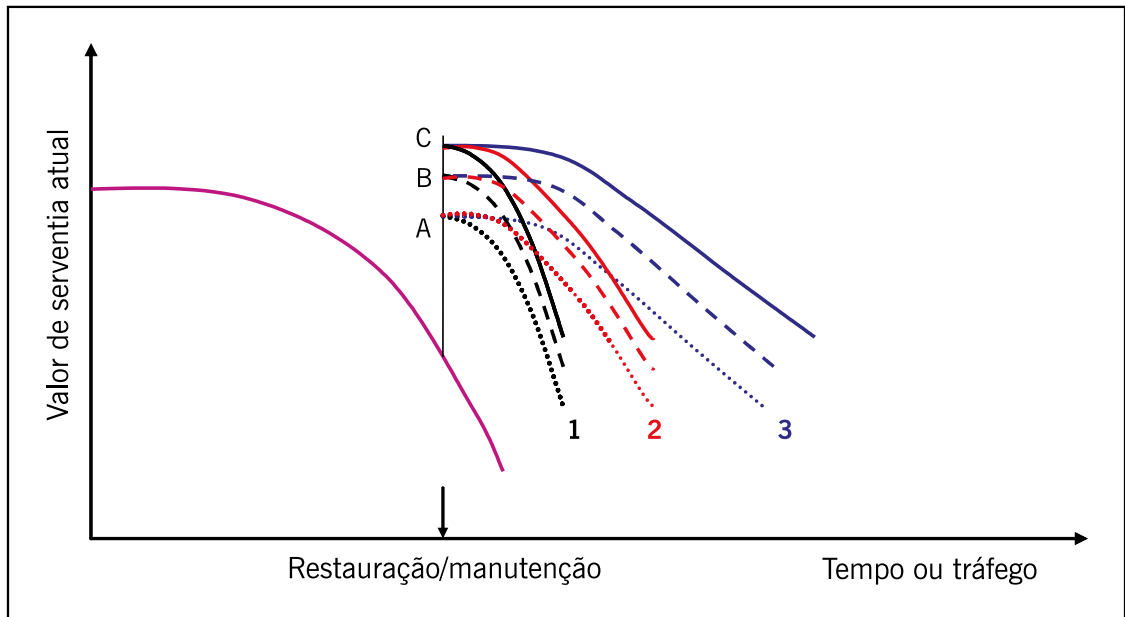
observadas no exemplo da restauração do tipo A, onde se destacam três diferentes curvas de serventia, denominadas pelos algarismos 1, 2 e 3.

**Figura 9.3** – Período recomendável para a manutenção dos pavimentos



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.4** – Período recomendável para a manutenção dos pavimentos e efeito do tipo de intervenção



Fonte: Elaborada pelos autores.

A manutenção de um pavimento asfáltico não deve ser realizada tão somente como correção funcional ou estrutural e próxima ao limite de aceitabilidade. É aconselhável um plano estratégico de intervenções periódicas, envolvendo também manutenção preventiva, de modo a garantir um retardamento do decréscimo das condições de superfície. Essas técnicas envolvem às vezes uma simples selagem de trincas ou execução de camadas asfálticas delgadas como um microrrevestimento, por exemplo. Algumas técnicas de restauração são apresentadas no capítulo 11. Serviços periódicos de conservação devem ser sempre realizados envolvendo técnicas reparadoras em locais específicos, como limpeza e preservação do sistema de drenagem, dos acostamentos e das áreas lindeiras à estrada.

### 9.3 IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

A irregularidade longitudinal é o somatório dos desvios da superfície de um pavimento, em relação a um plano de referência ideal do projeto geométrico, que afeta a dinâmica do veículo, o efeito dinâmico das cargas, a qualidade ao rolamento e a drenagem superficial da via. Existe um índice internacional para a medida da irregularidade, designado de IRI/*International Roughness Index* (índice de irregularidade internacional) – que é um índice estatístico, expresso em m/km, que quantifica os desvios da superfície do pavimento em relação à de projeto. A figura 9.5 mostra as faixas de variação do IRI, em diversas situações e categorias de pavimentos, de um clássico trabalho, amplamente referenciado, empregado no início do uso do IRI como avaliação de qualidade (Sayers e Karamihas, 1998). Esta escala de m/km é a mais usual internacionalmente, mas há outros equipamentos que expressam a medida em outras escalas.

O IRI tem sido utilizado como ferramenta de controle de obras e aceitação de serviços em alguns países. Mucka (2017) faz uma extensa pesquisa do uso do IRI em obras novas e de reabilitação de pavimentos demonstrando o maior rigor normalmente exigido como limites de aceitação na atualidade. Como ilustração, na Austrália o limite máximo admitidos para autoestradas é de 1,6 m/km e para rodovias em geral de 1,9 m/km; no Canadá, no estado de Ontario, para que o empreiteiro possa receber na plenitude o pagamento acordado em contrato, deve atingir no máximo 1,0 m/km para as autoestradas; na Suécia, os limites máximos dependem da categoria da rodovia e da velocidade de projeto, sendo por exemplo 1,1 m/km quando a velocidade é de 120 km/h e de 1,4 m/km para 100 km/h. Interessante realçar que alguns países avaliam o IRI não somente como um limite máximo imposto, mas progressivo, ou seja, exige que o total da rodovia apresente um valor máximo de IRI, mas que parte dela também tenha um limite máximo, para se evitar que praticamente toda a rodovia apresente valores de IRI próximos ao limite máximo. Como exemplo, cita-se a Espanha, que exige para as autoestradas IRI máximo de 2,0 m/km em sua totalidade, 1,8 m/km para 80% de toda rodovia, e 1,5 m/km para 50% de toda rodovia.

No Brasil, o IRI está vinculado a algumas especificações de serviço de concreto asfáltico. A irregularidade longitudinal representa a percepção do usuário da via quanto à trafegabilidade e o conforto ao rolamento, portanto, o controle desta característica deve ser exigido desde a fase construtiva. O IRI é exigido em contratos das agências regulatórias com as concessionárias de rodovias.

A influência dos métodos construtivos no valor da irregularidade de obras rodoviárias de implantação ou de restauração foi avaliada por Pavi (2019). A autora acompanhou trechos construídos por várias empresas no Rio Grande do Sul e constatou que as situações que pro-

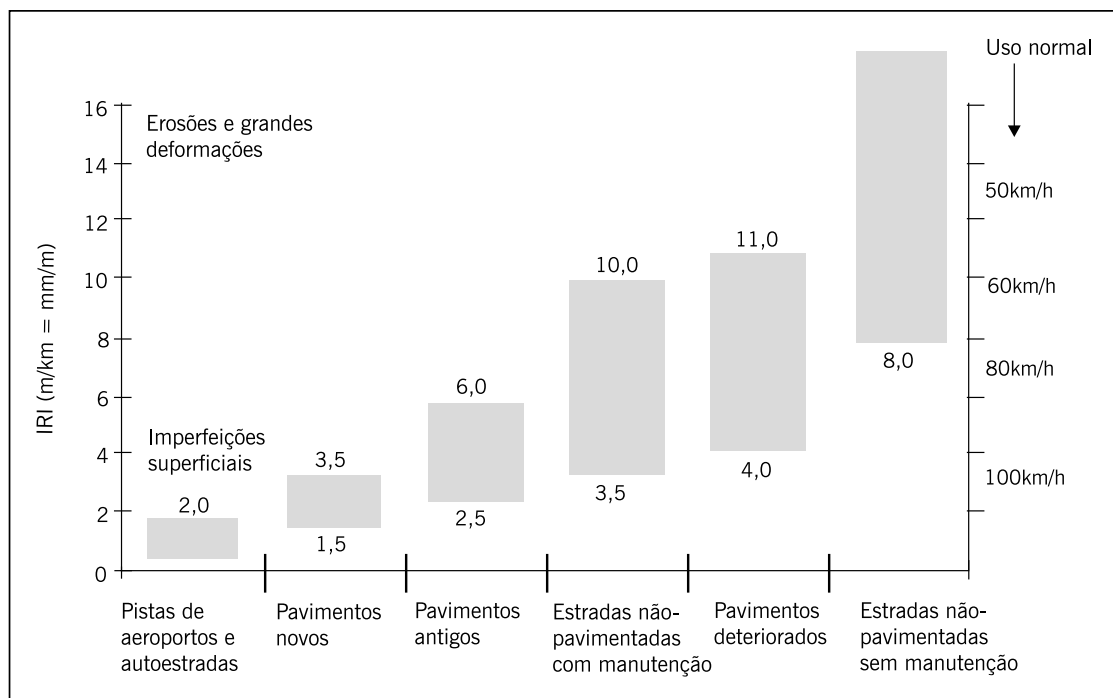
vocaram os IRI mais elevados foram as correspondentes aos seguintes problemas construtivos: distribuição irregular do material na vibroacabadora, acabamento manual da superfície, complementação de material de forma manual, falta de cuidado nas juntas longitudinais e transversais e execução em dias chuvosos. Assim, mostrou que a irregularidade longitudinal é muito sensível aos problemas construtivos.

Para prevenir estas falhas construtivas, muitos países e algumas concessionárias brasileiras aplicam o chamado “fator de ajuste de pagamento” (FAP) como forma de melhoria das condições construtivas. Leite e Motta (2019) fazem um relato do panorama de vários países e mostram que, entre outros fatores, o IRI é um dos principais critérios de controle das obras e de punição que corresponde à diminuição do valor pago proporcional ao desvio em relação ao especificado.

Também tem sido utilizado o IRI para avaliação de pistas de aeroportos como mostram Cardoso (1982), FAA (2009a; 2009b), ANAC 2012, 2018; Pinho *et al.* (2018); Almeida *et al.* (2019), entre outros, embora alguns autores julguem que as condições de atuação das aeronaves sejam muito diferentes das condições dos caminhões nas estradas.

A irregularidade longitudinal é medida ao longo de uma linha imaginária, paralela ao eixo da estrada e, em geral, coincidente com as regiões de trilhas de roda, podendo em alguns casos haver o interesse de melhor detalhar o perfil, levantando-o em diversas linhas paralelas imaginárias. A linha de levantamento longitudinal possui uma largura variável de alguns milímetros a centímetros e depende do tipo de equipamento empregado.

**Figura 9.5** – Diversas faixas de variação do IRI dependendo do caso e situação



Fonte: Sayers e Karamihas, 1998.

Há mais de um século os técnicos procuram quantificar a qualidade de rolamento de seus pavimentos. Um dos primeiros equipamentos norte-americanos para tal finalidade foi o perfilógrafo; um dos exemplos é o perfilógrafo do Departamento de Transportes de Illinois, da década

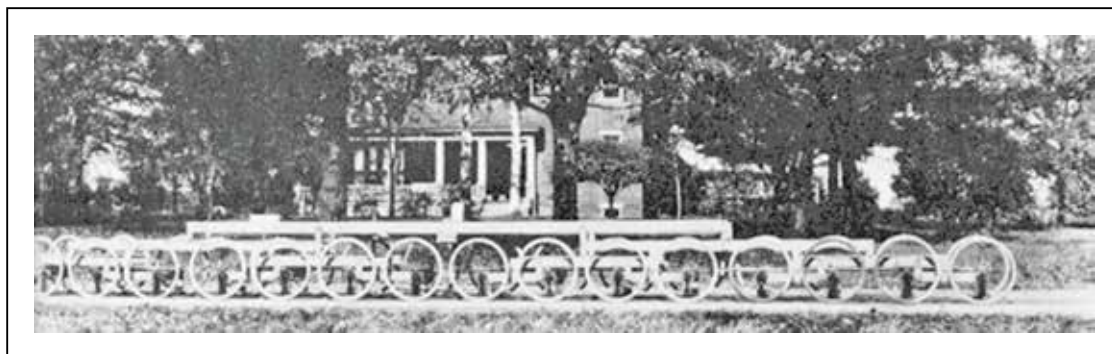
de 1920, que operava à baixa velocidade – figura 9.6. Outro exemplo bastante conhecido é o perfilógrafo do Departamento de Transportes da Califórnia de 1958, que também operava com baixa velocidade.

Um exemplo mais atual deste tipo de perfilógrafo pode ser visto na figura 9.7, utilizado no Brasil em 2017 para uma pesquisa com pavimentos de concreto, relatada por Oliveira e Albuquerque (2017). A norma DNIT 049/2013 ES, define a medição de perfil longitudinal de pavimentos rígidos empregando o Perfilógrafo Califórnia para determinação do Índice de Perfil (IP) visando avaliar o acabamento longitudinal da superfície das placas de concreto, podendo ser usado também outro dispositivo equivalente para esta finalidade. Esse equipamento deve ser usado logo após a construção do pavimento com o objetivo de se obter o IP de seus trechos, estabelecendo que não devem ser tolerados valores de IP superior a 240 mm/km para pavimentos de concreto (Gonçalves *et al.*, 2018).

O primeiro equipamento para a avaliação da irregularidade usado na pista da AASHO levou seu nome: AASHO *road test profilometer* – figura 9.8. Para a avaliação mais extensiva das irregularidades, e não só para pesquisa, foi desenvolvido o perfilômetro CHLOE que também foi empregado nas pistas da AASHO e nos departamentos de transportes norte-americanos.

A irregularidade pode ser levantada com medidas topográficas ou por equipamentos medidores do perfil longitudinal com ou sem contato, ou ainda indiretamente avaliada por equipamentos do tipo “resposta”, que fornecem um somatório de desvios do eixo de um veículo em relação à sua suspensão. Essa terminologia se deve ao fato de tais equipamentos medirem o efeito da irregularidade nos veículos do que propriamente a magnitude da irregularidade. Têm sido empregadas diversas classificações de equipamentos, dependendo do tipo e princípio utilizado para o levantamento.

**Figura 9.6** – Perfilógrafo do Departamento de Transportes de Illinois



Fonte: Carey, Huckins e Leathers, 1962.

**Figura 9.7** – Perfilógrafo Califórnia utilizado para obtenção de IP e comparação com IRI em rodovias do nordeste brasileiro

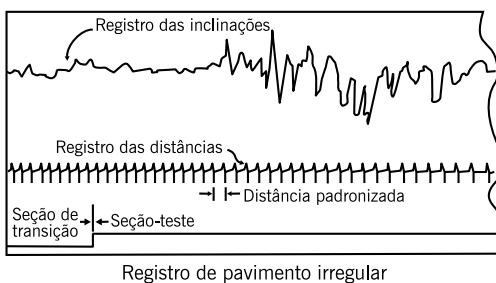


Fonte: Oliveira e Albuquerque, 2017.

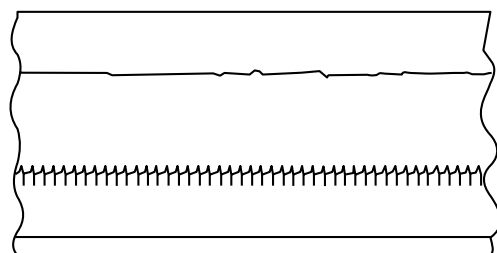
**Figura 9.8** – Perfilômetro da AASHO empregado inicialmente na avaliação de suas pistas experimentais



(a) Perfilômetro empregado nas pistas experimentais da AASHO



Registro de pavimento irregular



Registro de pavimento confortável

(c) Exemplo de registro do perfil longitudinal com baixa irregularidade

Fonte: Carey, Huckins e Leathers, 1962.



Segundo Sayers e Karamihas (1998), tem-se empregado largamente a seguinte classificação para os procedimentos de medida da irregularidade longitudinal:

- *avaliação direta*: por meio de equipamentos de classe I (nível e mira; Dipstick, perfilômetro etc.) e classe II (perfilógrafo, equipamentos com sensores a laser, APL francês etc.);
- *avaliação indireta*: equipamentos de classe III do tipo resposta (TRL Bump integrator, Rugosímetro; Maysmeter, Merlin etc.).

A avaliação subjetiva da serventia realizada por um painel de avaliadores é classificada por alguns autores e órgãos como classe IV, uma vez que a serventia e a irregularidade se correlacionam, como já comentado.

Como classe I tem-se o levantamento topográfico do perfil longitudinal feito por nível e mira (DNER-ES 173/86). O levantamento longitudinal é feito nas trilhas de roda externa e interna a cada 0,50 m, em geral. Trata-se de método relativamente lento e trabalhoso, sendo mais empregado para calibração de outros instrumentos de medida de irregularidade de maior rendimento. A figura 9.9 mostra um exemplo de plotagem de levantamento de irregularidade longitudinal efetuado pelo método topográfico.

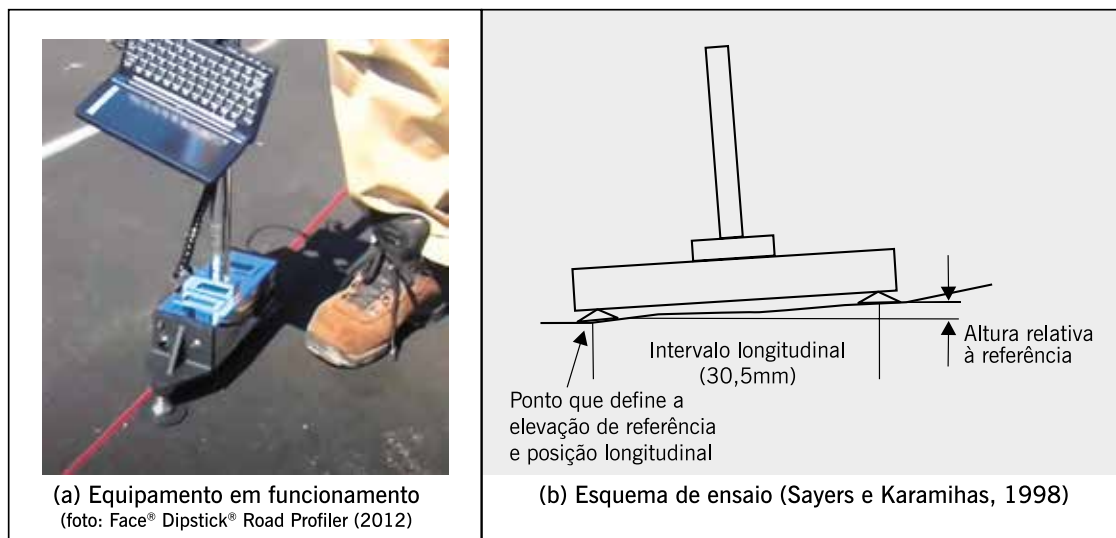
O *dipstick* é um equipamento classe I também usado para calibração de trechos de referência por se tratar de um método manual de nivelamento de pequeno rendimento. Um operador caminha com o aparelho ao longo das trilhas de roda; o aparelho é girado 180° em torno do segundo ponto de apoio de modo que os dois apoios estão sempre em uma linha imaginária na longitudinal paralela ao eixo. O aparelho possui um inclinômetro instalado que fornece leituras da ordem de um milésimo de polegada. A figura 9.10 mostra um equipamento portátil e um esquema de seu funcionamento. A norma ASTM E 1155/2020 descreve o uso deste tipo de equipamento para avaliação de pequenos trechos de pavimento.

**Figura 9.9** – Exemplo de levantamento da irregularidade longitudinal por nível e mira



Fonte: Queiroz, 1984.

**Figura 9.10** – Exemplo de equipamento dipstick e esquema de funcionamento



Fonte: Elaborada pelos autores.

O APL/*analyseur de profil en long* (analisador de perfil longitudinal) francês foi desenvolvido pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées/LCPC (Laboratório Central de Pontes e Estradas) para medida de irregularidade longitudinal. É um equipamento rebocável, podendo ser empregado um único equipamento ou dois em paralelo, para o levantamento das irregularidades nas trilhas de roda. O reboque é puxado por um braço muito rígido, com uma roda em contato com a superfície e possui um pêndulo inercial de baixa frequência que serve como referência horizontal. A velocidade de levantamento é de 72 km/h; são registrados comprimentos de onda entre 1 e 40 m (comprimentos de onda que interferem nos veículos trafegando entre 80 e 130 km/h). A figura 9.11 mostra um equipamento francês tido como de classe II.

Ainda na classe II, existem os equipamentos que fazem o levantamento do perfil longitudinal sem contato. Um exemplo de equipamento dessa classe é mostrado na figura 9.12, que é o TUS/*transverso profilomètre à ultrasons* que emprega ondas ultrassônicas para levantamento da irregularidade.

A figura 9.13 mostra outro tipo de equipamento sem contato que utiliza o princípio da onda de luz laser para as medidas de irregularidade. Na figura 9.13(a) encontra-se uma foto do equipamento francês Palas 2 que utiliza um conjunto composto por diodo laser e uma câmera filmadora acoplada capaz de levantar 175 pontos de uma seção transversal com 4 m de largura. Na figura 9.13(b) e (c) mostram-se equipamentos brasileiros da mesma classe com uma barra contendo cinco lasers para o levantamento da seção transversal com até 3,5 m de comprimento.

**Figura 9.11** – Exemplo de equipamento APL francês



Fonte: Vectra, 2005.

**Figura 9.12** – Exemplo de equipamento munido de barra com ultrassom



Fonte: Vectra, 2005.

**Figura 9.13** – Exemplos de equipamentos medidores de irregularidade de classe II



Fonte: Elaborada pelos autores.

A avaliação da irregularidade pode ser feita por um equipamento chamado Merlin (*Machine for Evaluating Roughness using Low-cost Instrumentation*), de classe III, desenvolvido pelo Transport Research Laboratory (TRL) inglês, para ser utilizado em países em desenvolvimento (Cundill, 1991). Na atualidade são mais empregados para levantamento de pequenos trechos ou para calibração de trechos para os equipamentos tipo resposta também de classe III. Trata-se de uma estrutura metálica com 1,80 m de comprimento, munido de uma roda na parte dianteira, uma ponta de prova e um pé traseiro – assemelha-se a uma bicicleta sem a roda traseira – figura 9.14(a). Anexada à ponta de prova, há uma haste capaz de registrar em uma folha de papel um gráfico condizente com os movimentos da ponta de prova na proporção de 1:10 (1 mm de irregularidade: 10 mm de registro) – figura 9.14(b).

Um exemplo de uso recente de um equipamento Merlin no Brasil, comparado com um perfilômetro inercial foi feito por Pavi (2019). A ARTERIS tem uma norma de utilização do equipamento Merlin (ARTERIS ET- 008 VER-1), que apresenta um modelo mostrado na figura 9.14.

**Figura 9.14** – Exemplo de equipamentos Merlin medidor de irregularidade

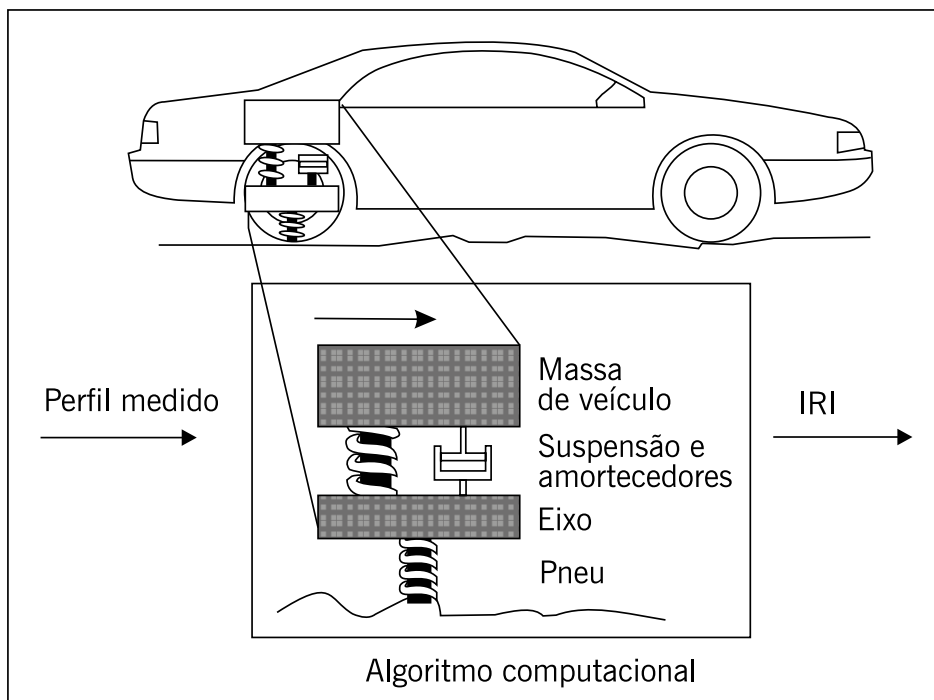


Fonte: Arteris, 2015.

Há uma série de equipamentos tipo resposta de classe III, muito difundidos e utilizados pela sua praticidade. São sistemas de simples operação e relativamente de baixo custo, com uma unidade sensora/transmissora que registra os movimentos da carroceria do veículo em relação ao eixo traseiro, por meio de um sistema sensível a uma fotocélula, e transmite essas vibrações do movimento a uma unidade de processamento. Um registrador mostra a contagem de movimentos verticais em um trecho de via de determinada extensão (em geral de 80 a 320 m). Os registros são denominados de QI (quociente de irregularidade), também denominado índice de quarto-de-carro. Um modelo matemático calcula a deflexão da suspensão do quarto-de-carro utilizando os deslocamentos do perfil medido e parâmetros da estrutura do carro. A unidade de medida é expressa em geral como contagens/km. A figura 9.15 mostra o princípio de funcionamento de equipamentos dessa natureza. Os equipamentos tipo resposta se baseiam na reação da suspensão dos veículos às irregularidades existentes (DNIT, 2006).

O Maysmeter é um equipamento tradicional medidor de irregularidade do tipo resposta (Sistema Medidor de Irregularidade Tipo Resposta SMITR); foi utilizado no Brasil na Pesquisa do Inter-relacionamento de Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias (PICR) que estudou extensivamente a irregularidade longitudinal dos pavimentos e sua relação com os custos operacionais; seus modelos foram introduzidos pelo Banco Mundial no Programa HDM III para gerência de rodovias e de manutenção de pavimentos. A medição de irregularidade pelo Maysmeter é normatizada no Brasil pelo DNIT (DNER-PRO 182/94).

**Figura 9.15** – Princípio de funcionamento de equipamento tipo resposta



Fonte: Gillespie *et al.*, 1980.

Na década de 1980, dentro do mesmo conceito, foi concebido um equipamento pelo IPR/ Instituto de Pesquisas Rodoviárias e pela USP/Universidade de São Paulo, denominado integrador IPR/USP. O equipamento é composto por dois conjuntos: um sensor de deslocamentos vertical instalado no diferencial do veículo para ser sensibilizado pelo movimento vertical entre o

chassi e o diferencial, e um quantificador de irregularidades digital. A medição de irregularidade pelo equipamento IPR/USP é normatizada no Brasil pelo DNIT (DNER-PRO 182/94 – DNER, 1994b).

O sistema medidor de irregularidade tipo resposta (SMITR) é um conjunto constituído por um instrumento medidor tipo resposta colocado em um veículo tipo passeio, médio, que se desloca sobre a superfície do pavimento, fornecendo leituras correspondentes à irregularidade da mesma (DNER PRO 182/94).

Os equipamentos tipo resposta (SMITR) fornecem um valor de *QI* (quociente de irregularidade) que numericamente poderia ser relacionado com o *IRI* utilizando as seguintes expressões clássicas (Paterson, 1986, 1987):

$$QI = 13 \times IRI \quad (9.1)$$

$$IRI = (QI + 10)/14 \quad (9.2)$$

Em ambos os modelos de correlação (9.1 e 9.2) o *QI* está na unidade de contagens/km e o *IRI* em m/km. Porém, as expressões 9.1 e 9.2 podem não ser válidas de forma universal e alguns autores já propuseram outras relações ou mesmo contestam a possibilidade de obter boas correlações. A este respeito, diz Barella (2008): “a correlação entre os índices *QI* e *IRI* é amplamente avaliada através de dados reais de perfis de centenas de quilômetros de rodovias que evidenciaram a existência de grande dispersão em tal correlação indicando que o melhor é não os correlacionar”. As mesmas dispersões foram também observadas em análises comparativas entre *IRI* e *QI* de levantamentos realizados na concessionária Via040, responsável pela gestão do trecho de 936,8 km da BR-040 entre Brasília (DF) e Juiz de Fora (MG), que indicaram a inexistência de correlação entre estes parâmetros (Via040, 2017).

O DNER especifica o procedimento de calibração e manutenção dos equipamentos Maysmeter e do IPR/USP em várias normas (DNER-PRO 164/94 e PRO 229/94, DNIT 1994a; 1994c).

A irregularidade dos pavimentos é um índice muito importante no Sistema de Gerência de Pavimentos, e assim sua utilização desde o controle construtivo, no acompanhamento sistemático do desempenho do pavimento e na decisão das melhores práticas de manutenção e correção completam sua importância e utilidade.

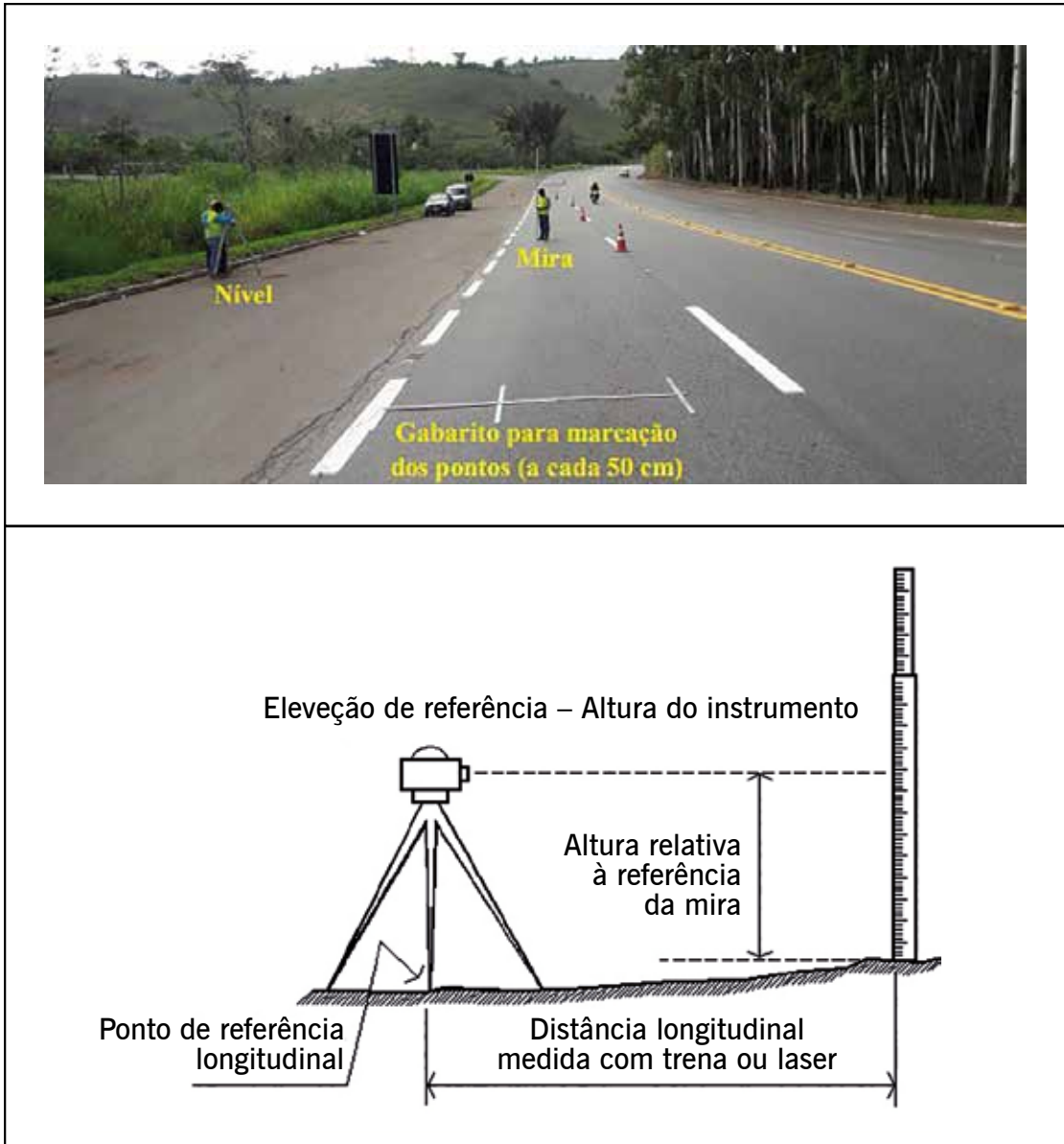
Alguns estudos complementares foram realizados para ajuste dos procedimentos de calibração para projetos de vias e de redes rodoviárias, e ainda para controle de concessões (Bottura, 1998). Mais recentemente muitos outros estudos foram apresentados nesta temática de medição de irregularidade pela importância deste fator na vida útil dos pavimentos e nos custos de transporte. Recomenda-se a leitura de Benevides (2006); Barella (2008), Benevides e Motta (2010), Pinto (2018), Aquino *et al.* (2018), entre outros.

Muitos autores utilizam o método de nível e mira de levantamento de irregularidade para calibrar os vários tipos de equipamentos. A figura 9.16 mostra um exemplo de medição com nível e mira utilizado para calibração de um SMITR

numa rodovia. Escolhem-se trechos com diferentes níveis de irregularidade para estas medições. Este método

de nível e mira também pode ser empregado em aeroportos, como mostram, por exemplo, Oliveira *et al.* (2018).

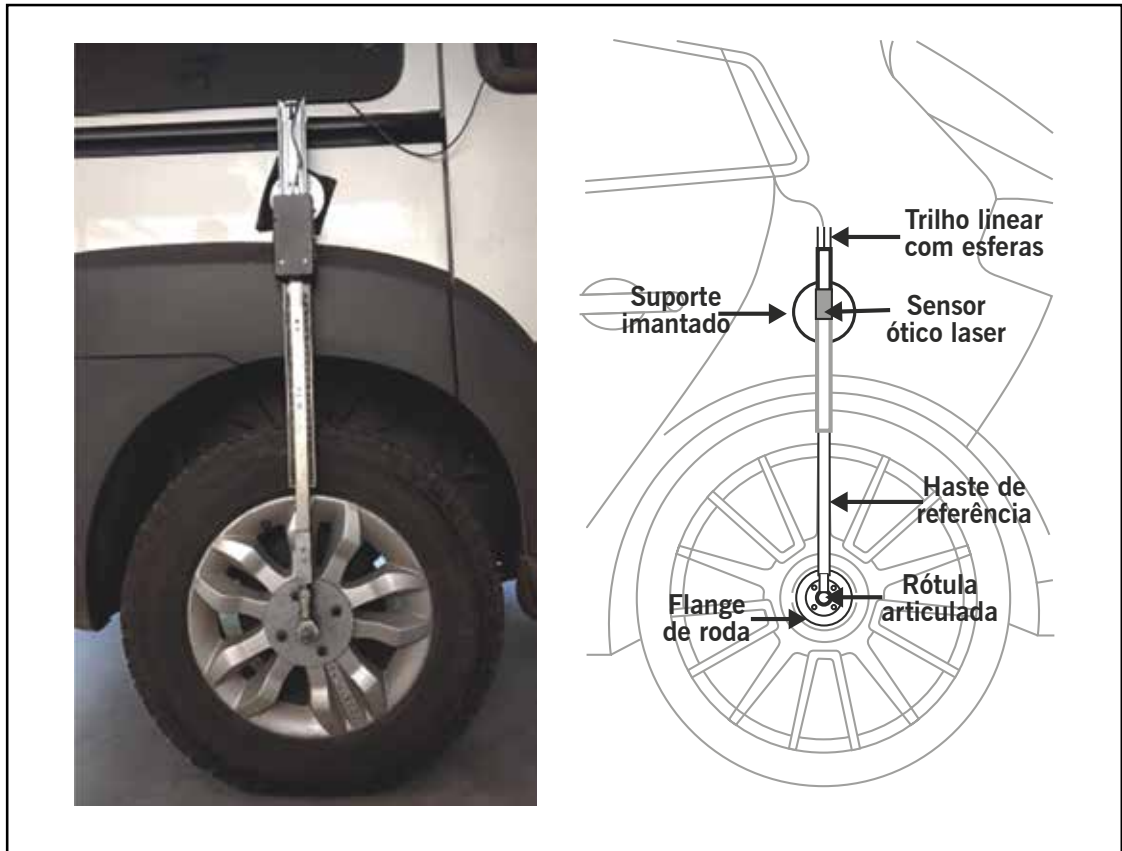
**Figura 9.16** – Preparação de uma medição com nível e mira para execução do nivelamento e calibração de equipamento do tipo resposta



Fonte: Adaptado de Silva *et al.*, 2017.

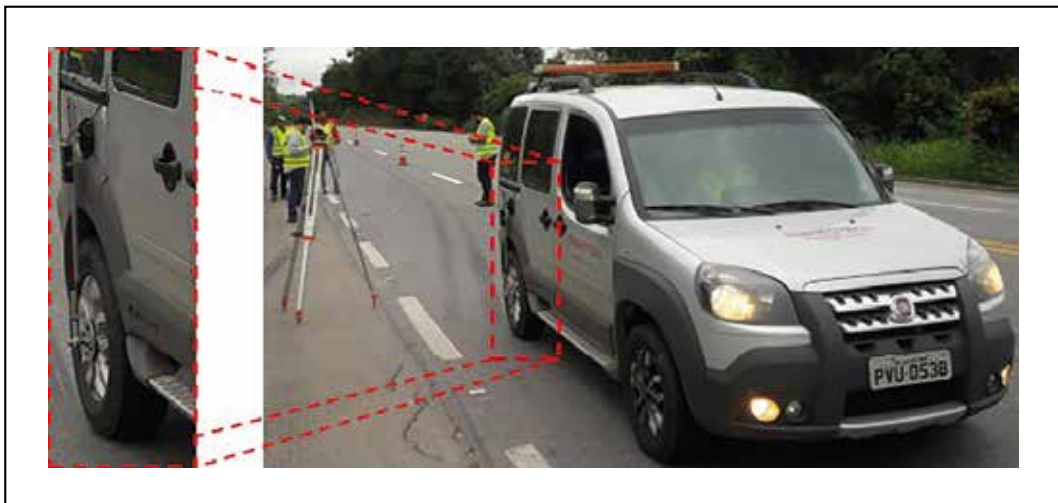
Silva *et al.* (2017) desenvolveram um equipamento do tipo resposta (SMITR) mais atualizado do que os descritos nas normas do DNER citadas e compararam com medidas feitas com perfilômetro a laser em alguns segmentos de rodovias federais. Também não obtiveram boa correlação entre o QI e o IRI. Nas figuras 9.17 e 9.18 encontram-se alguns aspectos deste equipamento de desenvolvimento nacional.

**Figura 9.17** – Sistema medidor de irregularidade do tipo resposta



Fonte: Silva *et al.*, 2017.

**Figura 9.18** – Sistema medidor do tipo resposta (SMITR) instalado no veículo



Fonte: Silva *et al.*, 2017.

Existem muito mais fabricantes de perfilômetros inerciais do que de medidores do tipo resposta, embora os perfilômetros sejam mais caros, mas são mais versáteis e precisos na maioria das vezes. No caso da avaliação pelo QI, muitas irregularidades de maiores comprimentos de onda podem não ser avaliadas pela própria estrutura de medição. Em operação no país estão equipamentos nacionais e importados, seja do tipo resposta, seja perfilômetro.



Benevides (2006) diz que o perfilômetro a laser é constituído de um sistema de medição dos perfis longitudinal e transversal de pavimentos rodoviários, o qual realiza as medições com o auxílio de medidores de distância (veículo-pavimento), sem contato (a laser), medidores de aceleração vertical do veículo (acelerômetros), e um sistema preciso de medição de deslocamento/velocidade. É gerenciado por um sistema microprocessado, que coordena a aquisição dos dados e os envia a um computador portátil, em tempo real, através de uma porta do tipo USB. Os módulos lasers do sistema funcionam por triangulação, ou seja, um feixe laser de média potência que é apontado perpendicularmente ao pavimento, tem sua posição registrada por um sensor especial, para o qual o reflexo do laser no pavimento é direcionado.

Nas tabelas 9.2 e 9.3 estão apresentados os critérios de avaliação da irregularidade pelo QI e pelo IRI, segundo DNIT (2011), a título ilustrativo. Em 2013, o DNIT apresentou outra tabela de IRI que diz respeito à aceitação de obras de diversos tipos, indicada na tabela 9.4. Definem condições de trafegabilidade e conforto ao rolamento percebido pelos usuários. Outros órgãos podem estabelecer critérios mais rígidos ou não. A medição de IRI feita inicialmente, assim que a via é construída, ajuda a verificar a qualidade do serviço, sua aceitação ou não. Medidas posteriores feitas de forma sistemática ajudam a definir as condições de trafegabilidade da via e o momento adequado de propor uma intervenção corretiva.

Foi comum nos contratos de concessões iniciais estipularem o QI máximo de 35 cont./km como valor admissível para que fossem feitas correções de melhoria das irregularidades.

Como exemplo de valores de aceitação de IRI, o DER/ SP (2013) apresenta as seguintes faixas: Irregularidade Baixa: IRI inferior a 4,0 m/km; Irregularidade Média: IRI maior ou igual a 4,0 e inferior a 5,5 m/km; Irregularidade Elevada: IRI superior a 5,5 m/km.

A Agência Goiana de Infraestrutura e Transportes de Goiás na sua especificação de recebimento de obras de pavimentação (GOINFRA IT - 003/2019) inclui os controles de QI, IRI e Mancha de areia em faixas conforme o tipo de obra:

- Pavimentos novos: Concreto asfáltico:  $QI \leq 30$  cont./km ou  $IRI \leq 2,3$  m/km; Tratamentos superficiais ou misturas do tipo CPA, SMA, GAP-GRADED:  $QI \leq 35$  cont./km ou  $IRI \leq 2,7$  m/km;
- Pavimentos restaurados: Concreto asfáltico:  $QI \leq 35$  cont./km ou  $IRI \leq 2,7$  m/km; Tratamentos superficiais ou misturas do tipo CPA, SMA, GAP-GRADED:  $QI \leq 39$  cont./km ou  $IRI \leq 3,0$  m/km;
- Ensaio de Mancha de Areia: Graduação contínua:  $0,4 \text{ mm} \leq HS \leq 0,6 \text{ mm}$ ; Graduação descontínua, tratamentos superficiais, micro e lama:  $0,6 \text{ mm} \leq HS \leq 1,2 \text{ mm}$ .

A figura 9.19 mostra a concepção das irregularidades e o princípio de funcionamento do equipamento a laser. Este tipo de sistema pode usar três ou mais sensores, sendo que, para ser aplicado também para a medida do afundamento de trilha de rodas deve ter pelo menos cinco sensores. Severo *et al.* (2004) discutem estas medidas simultâneas.

**TABELA 9.2 – CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE DE UM PAVIMENTO MEDIDA PELO QI**

Faixa de QI (contagem/km)	Condição de trafegabilidade
13 – 25	Ótima
25 – 35	Boa
35 – 45	Regular
45 – 60	Ruim
> 60	Péssimo

Fonte: DNIT, 2011.

**TABELA 9.3 – CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE DE UM PAVIMENTO MEDIDA PELO IRI**

Faixa de IRI (m/km)	Condição de trafegabilidade
$IRI \leq 2,0$	Ótima
$2 < IRI \leq 2,7$	Boa
$2,7 < IRI \leq 3,5$	Regular
$3,5 < IRI \leq 5,5$	Ruim
$IRI > 5,5$	Péssimo

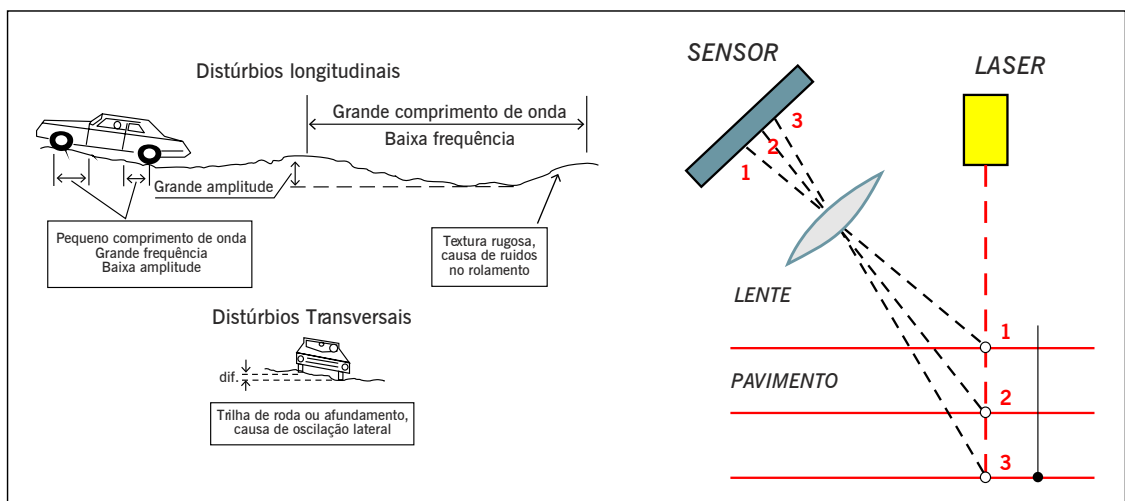
Fonte: DNIT, 2011.

**TABELA 9.4 – CRITÉRIOS DE IRI PARA ACEITAÇÃO DE OBRAS**

IRI (m/km)	Condição do pavimento
$IRI \leq 2,3$	Pavimentos novos com CA
$IRI \leq 2,5$	Pavimentos novos com TS
$IRI \leq 2,7$	Pavimento restaurado com CA
$IRI \leq 3,0$	Pavimento restaurado com TS

Fonte: DNIT, 2013.

**Figura 9.19 – Princípio de definição das irregularidades e configuração de barra laser para medida do IRI**

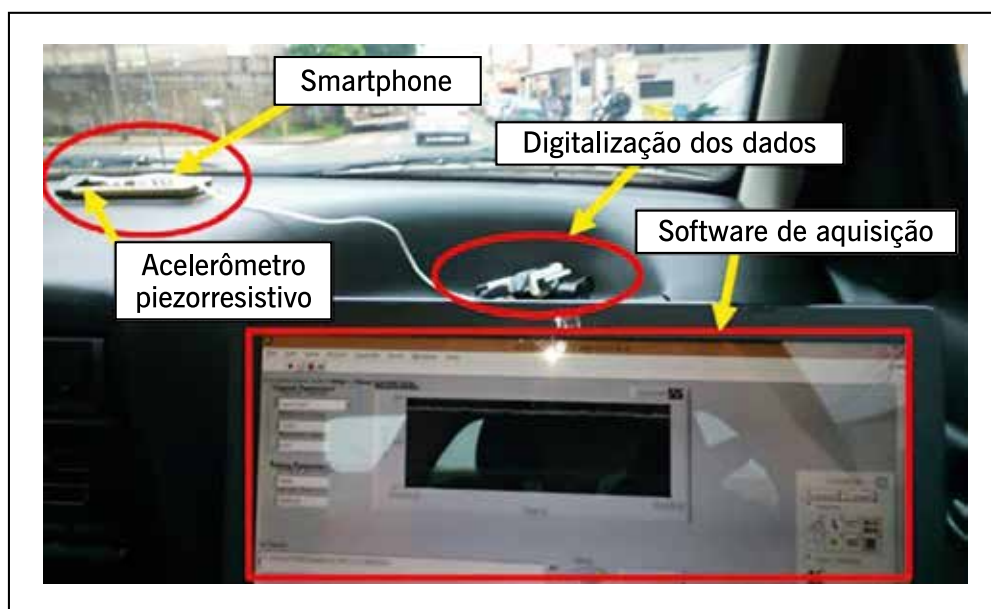


Fonte: Elaborada pelos autores.

Mais recentemente têm sido desenvolvidas muitas pesquisas visando a avaliação relativa da irregularidade de uma via utilizando *smartphones*. Como a irregularidade afeta o conforto ao rolamento, este é sentido pelos passageiros de um veículo em movimento e admite-se que um telefone móvel seja capaz de medir estas manifestações. O potencial de um *smartphones* para medir a irregularidade longitudinal dos pavimentos tem sido investigado em trabalhos internacionais e nacionais, que buscam analisar a qualidade e a forma de aplicação dos sinais obtidos nos celulares. A determinação do IRI é feita com base nos deslocamentos obtidos por meio da dupla integral dos dados de aceleração vertical medidos no celular. Vários autores mostraram que é possível determinar a irregularidade do pavimento utilizando dados obtidos pelos acelerômetros dos *smartphones*, determinando as características do perfil do pavimento pela obtenção dos deslocamentos feita por procedimentos numéricos. Os resultados têm grande influência do filtro utilizado antes e após cada integração, e não se deve utilizar essa técnica para avaliação da irregularidade sem a aplicação de algum filtro tendo em vista os ruídos presentes nos sinais. Muitas referências sobre este tópico devem ser consultadas para mais informações sobre esta forma de avaliação da irregularidade com *smartphone* que vem sendo muito pesquisada. A título informativo, citam-se: Douangphachanh e Oneyama (2014); Hanson *et al.* (2014); Du *et al.* (2014); Islan *et al.* (2014); Oser e Feng (2014); Bravia e Braido (2015); Ramos (2017); Oliveira *et al.* (2017); Almeida e Oliveira (2018); Muliterno *et al.* (2018); Alavi e Butler (2018); Moreira *et al.* (2018); Bisconsini *et al.* (2018); Bisconsini *et al.* (2019); Bidgoli *et al.* (2019); Braúna (2020); entre outros.

Bisconsini (2016) realizou ensaios de vibração e levantamentos de campo com *smartphone* em trechos de pavimentos com diferentes níveis de irregularidade medindo a aceleração vertical, deslocando-se em diferentes velocidades. Calculou a *Root Mean Square Vertical Acceleration* (RMSVA) obtida com o celular e comparou estes resultados com o IRI obtido por nível e mira, e concluiu que há correlação entre estas medidas, desde que se tome cuidados na coleta dos dados. A figura 9.20 mostra o arranjo utilizado pelo autor para obter as medidas com o *smartphone*.

**Figura 9.20** – Sistema de aquisição dos espectros coletados no campo na pesquisa de Bisconsini (2016)



Fonte: Elaborada pelos autores.

Frajuca (2017) desenvolveu um sistema para detectar irregularidades longitudinais em pavimentos rodoviários usando o método da Contribuição Colaborativa e de smartphones. Almeida (2018) desenvolveu um aplicativo para smartphone, que, disposto em um suporte no para-brisa de um veículo de passeio, capta as variações da aceleração vertical e estima o valor do IRI no trecho rodoviário avaliado. Bisconsini *et al.* (2018) averiguaram a qualidade dos sinais de aceleração vertical de três diferentes smartphones, comparando a resposta dos telefones móveis com um acelerômetro piezoelétrico. Almeida *et al.* (2018) avaliaram vias com revestimentos em concreto asfáltico, tratamento superficial e concreto de cimento Portland, utilizando um aplicativo denominado Roadroid, para o sistema Android, considerando a textura e os defeitos de superfície. Mostraram que smartphones apresentam resultados semelhantes aos dados fornecidos pelo órgão rodoviário e que segmentos com alto coeficiente de variação apresentam quantidade significativa de defeitos, sobretudo remendos e buracos.

Almeida (2018) desenvolveu um aplicativo para smartphone, designado SmartIRI, para estimar o IRI usando sensores presentes em smartphones, tais como o acelerômetro e o sensor do Sistema de Posicionamento Global (GPS/-Global Positioning System), para a obtenção dos dados de aceleração vertical, velocidade e localização. Os dados provenientes do acelerômetro e do receptor de GPS são processados para gerar o valor do IRI georreferenciado em tempo real. O equipamento é colocado no veículo por meio de um suporte fixado no para-brisa dianteiro do veículo.

O pavimento das ruas e avenidas das cidades brasileiras em geral apresenta grande quantidade de irregularidades longitudinais, caracterizadas por ondulações, afundamentos, reparos de valas e buracos. Estas irregularidades causam desconforto, insegurança e custos à população, relacionados às manutenções antecipadas de seus veículos e encarecimento dos serviços de transporte.

Um sistema para detectar irregularidades longitudinais em pavimentos viários por meio do método da Contribuição Colaborativa e de telefones inteligentes foi desenvolvido por Cavalcante *et al.* (2017). Estes dispositivos são conectados a um servidor de Internet e interligados a acelerômetros que utilizem tecnologia MEMS (*microelectromechanical systems*, ou sistemas microeletromecânicos) de baixo custo. Os dados provenientes dos acelerômetros são analisados pelo telefone, georreferenciados usando o GPS embutido no equipamento e enviados a um servidor que, usando o método da Contribuição Colaborativa, define a presença ou não da irregularidade longitudinal, determinando assim a qualidade do pavimento viário. Diversos autores estudaram métodos de se utilizar os telefones inteligentes para medição das irregularidades longitudinais, porém a análise das publicações na área demonstra que o assunto não está esgotado. Os estudos referentes ao uso de telefones inteligentes como ferramenta para medição das irregularidades longitudinais demonstram que a proposta de uso desses equipamentos e dos acelerômetros do tipo MEMS pode ser tecnicamente viável na construção de medidores de classe 3. Entretanto, mostram também que há desafios tecnológicos ainda não superados.

Bisconsini *et al.* (2021) utilizaram dados do acelerômetro de smartphones embarcados em veículos de dez usuários, processados e correlacionados com a irregularidade de um trecho de 2 km da rodovia estadual PR-493. Utilizou-se a Média Quadrática das Acelerações Verticais (RMSVA) para a proposição de uma classificação funcional baseada na norma internacional de conforto ISO 2631-1 e estimativa do Índice Internacional de Irregularidade (IRI), após processo de calibração com Nível e Mira.

## 9.4 DEFEITOS DE SUPERFÍCIE

Os defeitos de superfície são os danos ou deteriorações na superfície dos pavimentos asfálticos que podem ser identificados a olho nu e classificados segundo uma terminologia normatizada (DNIT 005/2003-TER-DNIT, 2003a). O levantamento dos defeitos de superfície tem por finalidade avaliar o estado de conservação dos pavimentos asfálticos e embasa o diagnóstico da situação funcional para subsidiar a definição de uma solução tecnicamente adequada e, em caso de necessidade, indicar a melhor ou melhores alternativas de restauração do pavimento. Na gerência de pavimentos ou de manutenção, o conjunto de defeitos de um dado trecho pode ser resumido por índices que auxiliem na hierarquização de necessidades e alternativas de intervenção.

### 9.4.1 Causas dos defeitos e importância do diagnóstico correto

Os defeitos de superfície podem aparecer precocemente (devido a erros ou inadequações de projeto e/ou executivos) ou a médio ou longo prazo (em função da utilização pelo tráfego e efeitos das intempéries). Entre os erros ou inadequações que levam à redução da vida de projeto, destacam-se os seguintes fatores, agindo separada ou conjuntamente: erros de projeto; erros ou inadequações na seleção, na dosagem ou na produção de materiais; erros ou inadequações construtivas; erros ou inadequações nas alternativas de conservação e manutenção.

Os erros de projeto decorrem de diferentes fatores, muitos comumente relacionados à dificuldade de prever o tráfego real que atuará no período de projeto. Essa dificuldade advém da ausência de dados de tráfego local ou da falta de planejamento estratégico regional, o que leva ao desconhecimento das taxas de crescimento real. Também é difícil quantificar o volume de tráfego gerado por uso não previsto em projeto, tais como utilização como via alternativa pelo maior conforto ao rolamento ou por não ser cobrado o pedágio. Deve-se incluir nessas falhas de prognóstico a dificuldade de prever o excesso de carga, comumente praticado em muitas rodovias brasileiras não controladas por balança. Além disso, tem havido alterações recorrentes das resoluções e das leis quanto aos limites de tolerância do peso dos eixos acima da máxima legal e mesmo do peso bruto total dos veículos comerciais de carga. Estas alterações causam mudanças nos perfis dos usuários, não previstas em projeto (Bosso, 2018; Vallejo, 2021).

Ainda com relação ao projeto, podem ocorrer erros ou problemas no dimensionamento estrutural, tais como: incompatibilidade estrutural entre as camadas gerando fadiga precoce dos revestimentos (ex.: revestimento asfáltico com módulo de resiliência muito elevado – alta rigidez, e muito delgado sobre camadas muito resilientes ou deformáveis); especificação em projeto de material inexistente ou de difícil disponibilidade local, obrigando substituições incorretas durante a obra; concepção estrutural que permita aprisionamento de água na estrutura de pavimento e falhas no sistema de drenagem; ou mesmo subdimensionamento estrutural, seja por erro de projeto ou erro na previsão da capacidade de suporte dos materiais.

A implantação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNIT – método MeDiNA – permite ao projetista considerar vários graus de risco (níveis de confiança) assumidos no projeto. Também exige que os materiais sejam avaliados pelos ensaios de carga repetida, já apresentados nos capítulos anteriores, visando diminuir o risco da inadequação da combinação das características mecânicas das camadas selecionadas pelo projetista, o que promove também melhor adequação das estruturas para o volume de tráfego previsto.

Quanto às misturas asfálticas, a avaliação da sua rigidez e capacidade de suporte à fadiga e de resistência à deformação permanente, vai permitir menos inadequações desta camada com a deformabilidade das camadas inferiores.

Quanto aos erros ou inadequações na seleção de materiais, na dosagem ou na produção de misturas, destacam-se alguns exemplos ilustrativos: seleção incorreta de solo para reforços do subleito ou para misturas de duas ou mais jazidas; seleção imprópria de agregados e de graduação para compor bases e sub-bases, ou ainda revestimentos asfálticos; dosagem incorreta de materiais estabilizados com cimento ou cal; dosagem incorreta do teor de ligante asfáltico nas misturas asfálticas; variações de materiais e teores durante a usinagem; uso de temperatura inadequada na usinagem das misturas asfálticas, entre outros.

Entre os erros e problemas construtivos, destacam-se alguns exemplos: espessuras executadas menores que as previstas em projeto; falta de compactação apropriada das camadas, causando deformações e afundamentos excessivos ou rupturas localizadas; técnica de compactação inadequada, com uso de equipamentos de baixa eficiência; compactação de misturas asfálticas em temperaturas inadequadas ou variabilidade de temperatura na massa asfáltica durante o processo de compactação; erros nas taxas de imprimção ou de pintura de ligação, entre outros.

As inadequações na seleção de alternativas de conservação e manutenção podem causar novos defeitos, como por exemplo: reforço de revestimento asfáltico delgado de rigidez elevada sobre pavimento muito trincado, possibilitando a reflexão de trincas precocemente; tratamentos superficiais delgados para redução de irregularidade; restauração com revestimentos permeáveis sobre superfícies já muito trincadas, permitindo a entrada de água, entre outros. O capítulo 11 traz algumas sugestões e recomendações para os projetos de manutenção e restauração de pavimentos.

Antes da adoção de qualquer alternativa de restauração ou aplicação de qualquer critério numérico ou normativo para cálculo de reforços, um bom diagnóstico geral dos defeitos de superfície é imprescindível para o estabelecimento da melhor solução. Portanto, para corrigir ou minimizar uma consequência (defeito), deve-se conhecer as prováveis causas que levaram ao seu aparecimento. Para tanto, recomenda-se: verificação in situ dos problemas de superfície, relações com as condições geométricas, dos taludes e de drenagem; levantamento de dados climáticos, de tráfego, de mapas geológicos, pedológicos ou geotécnicos; levantamento de memórias técnicas e de relatórios de projeto e de controle; e estabelecimento de um cenário global dos defeitos e sua relação com todos os dados observados e levantados.

#### 9.4.2 Terminologia e tipos de defeitos

Para a classificação dos defeitos, utiliza-se a norma DNIT 005/2003 – TER: *Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos: terminologia*.

Os tipos de defeitos catalogados pela norma brasileira e que são considerados para cálculo de indicador de qualidade da superfície do pavimento (IGG/Índice de Gravidade Global) são: fendas (F); afundamentos (A); corrugação e ondulações transversais (O); exsudação (EX); desgaste ou desagregação (D); panela ou buraco (P); e remendos (R).

As **fendas** são aberturas na superfície asfáltica e podem ser classificadas como fissuras, quando a abertura é perceptível a olho nu apenas à distância inferior a 1,5 m, ou como *trincas*, quando a abertura é superior à da fissura. As fendas representam um dos defeitos mais signifi-

cativos dos pavimentos asfálticos e são subdivididas dependendo da tipologia e da gravidade. A gravidade é caracterizada por classes: *classe 1* (fendas com abertura não superior a 1 mm), *classe 2* (fendas com abertura superior a 1 mm), e *classe 3* (fendas com abertura superior a 1 mm e desagregação ou erosão junto às bordas).

Quanto à tipologia, as trincas *isoladas* podem ser: transversais curtas (TTC) ou transversais longas (TTL), longitudinais curtas (TLC) ou longitudinais longas (TLL), ou ainda de retração (TRR). As trincas *interligadas* são subdivididas em: trincas de bloco (TB) quando tendem a uma regularidade geométrica, ou ainda (TBE) quando as trincas de bloco apresentam complementarmente erosão junto às suas bordas; ou trincas tipo couro de jacaré (J) quando não seguem um padrão de reflexão geométrico de trincas como as de bloco e são comumente derivadas da fadiga do revestimento asfáltico, ou ainda (JE) quando as trincas tipo couro de jacaré apresentam complementarmente erosão junto às suas bordas.

Outro defeito importante são os **afundamentos** derivados de deformações permanentes seja do revestimento asfáltico ou das camadas subjacentes, incluindo o subleito. Os afundamentos são classificados como: afundamento por consolidação (AC), quando as depressões ocorrem por densificação diferencial, podendo ser localizado (ALC) quando a extensão não supera 6 m, ou longitudinal nas trilhas de roda (ATC) no caso que exceda 6 m de extensão; ou afundamentos plásticos (AP), quando as depressões são decorrentes principalmente da fluência do revestimento asfáltico, podendo ser localizado (ALP) ou longitudinal nas trilhas de roda (ATP). Em geral, neste último tipo de afundamento, há certa compensação volumétrica, com levantamento da massa asfáltica junto às bordas do afundamento.

As **corrugações** (O) são deformações transversais ao eixo da pista, em geral compensatórias, com depressões intercaladas de elevações, com comprimento de onda entre duas cristas de alguns centímetros ou dezenas de centímetros. As **ondulações** (O) são também deformações transversais ao eixo da pista, em geral decorrentes da consolidação diferencial do subleito, diferenciadas da corrugação pelo comprimento de onda entre duas cristas da ordem de metros. Ambas são classificadas pela letra (O) na norma brasileira, embora sejam decorrentes de fenômenos diferentes.

A **exsudação** (EX) é caracterizada pelo surgimento de ligante em abundância na superfície, como manchas escurecidas, decorrente em geral do excesso dele na massa asfáltica.

O **desgaste** (D) ou ainda **desagregação** decorre do desprendimento de agregados da superfície ou ainda da perda de mástique junto aos agregados.

A **panela** (P) ou **buraco** é uma cavidade no revestimento asfáltico, podendo ou não atingir camadas subjacentes. O **escorregamento** (E) é decorrente de fluência do revestimento asfáltico.

O **remendo** (R) é um tipo de defeito apesar de estar relacionado a uma conservação da superfície e caracteriza-se pelo preenchimento de painéis ou de qualquer outro orifício ou depressão com massa asfáltica.

Outros defeitos, apesar de não acarretarem prejuízo nos indicadores do tipo IGG, são também importantes e devem ser considerados para uma análise da solução de restauração: escorregamento do revestimento asfáltico, polimento de agregados, bombeamento de finos, trincas distintas das anteriores como trincas de borda próximas aos acostamentos e parabólicas, falhas

do bico espargidor das pinturas de ligação ou de imprimação, desnível entre pista e acostamento, marcas impressas na superfície – marcas de pneus, empolamento ou elevações por expansão ou raízes de árvores, entre outros.

São ilustrados nas figuras 9.21 a 9.26 alguns tipos dos defeitos de superfície citados e que serão considerados para o cálculo do IGG, além de alguns exemplos de defeitos não considerados pela especificação brasileira, mas que a observação e anotação de sua ocorrência auxiliarão na solução ou minimização de problemas futuros. A cada tipo de defeito são associadas algumas causas prováveis para seu aparecimento na superfície. O importante a ser ressaltado é que o diagnóstico da situação geral, envolvendo a compreensão das causas dos defeitos é a etapa mais importante do levantamento da condição funcional para fins de projeto de restauração ou de gerência de manutenção.





**Figura 9.21 – Fendas**

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
 <p>(a) Trincas isoladas curtas longitudinais (TLC)</p>	 <p>(b) Trincas longitudinais longas (TLL)</p>	<p>(a) TLC: falhas na execução, na temperatura de compactação ou mesmo na dosagem da mistura asfáltica. Envelhecimento de ligante asfáltico.</p> <p>(b) TLL: falhas executivas, recalques diferenciais. Podem também aparecer junto à trilha de roda ou como falha de juntas longitudinais de diferentes frentes de compactação. Envelhecimento do ligante asfáltico.</p>
 <p>(c) Trinca de retração (TRR)</p>	 <p>(d) Trinca de retração (TRR)</p>	<p>(c) e (d) TRR: trincas decorrentes da reflexão de trincas de placas de concreto de cimento Portland ou de trincas preexistentes.</p>
 <p>(e) Trincas de bloco com erosão (TBE)</p>	 <p>(f) Trincas de bloco sem erosão (TB)</p>	<p>(e) TBE: trincas de bloco em tratamento superficial decorrentes de reflexão de trincas em solo-cal da base, com erosão junto às bordas.</p> <p>(f) TB: trincas de bloco decorrentes de reflexão das trincas em solo-cimento da base.</p>

Fonte: Elaborada pelos autores.







**Figura 9.21 – Fendas (Continuação)**

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
 <p>(g) Trincas tipo couro de jacaré com erosão (JE)</p>	 <p>(h) Trincas tipo couro de jacaré (J)</p>	<p>(g) e (h) JE e J – várias causas podem gerar o trincamento jacaré, entre elas: ação da repetição de cargas do tráfego; ação climática – gradientes térmicos; envelhecimento do ligante e perda de flexibilidade seja pelo tempo de exposição seja pelo excesso de temperatura na usinagem; compactação deficiente do revestimento; deficiência no teor de ligante asfáltico; subdimensionamento; rigidez excessiva do revestimento em estrutura com elevada deflexão; reflexão de trincas de mesma natureza; recalques diferenciais; entre outros. Podem aparecer em trilhas de roda, localizadamente, junto às bordas ou de forma generalizada.</p>
 <p>(i) Conjunto de trincas longitudinais longas</p>	 <p>(j) Trinca de retração térmica</p>	

Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 9.22 – Afundamentos e escorregamentos

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
 <p>(a) Afundamento por consolidação em trilha de roda (ATC)</p>	 <p>(b) Afundamento plástico nas trilhas de roda (ATP) (Fonte: Moura, 2010)</p>	<p>(a) ATC: afundamento decorrente de densificação ou ruptura por cisalhamento de camadas subjacentes ao revestimento; pode também ocorrer por descolamento de película de asfalto junto ao agregado (stripping); em geral desenvolvem-se trincas dentro das trilhas de roda ou à sua borda. Em geral sem compensação volumétrica lateral, a não ser em alguns casos de ruptura por cisalhamento.</p>
 <p>(c) Escorregamento de massa (E)</p>	 <p>(d) Escorregamento de massa (E)</p>	<p>(b) ATP: falha na dosagem de mistura asfáltica – excesso de ligante asfáltico; falha na seleção de tipo de revestimento asfáltico para a carga solicitante; em geral com solevamento lateral e compensação volumétrica junto à depressão.</p> <p>(c) e (d) E: Escorregamento de massa asfáltica por fluência decorrente de excesso de ligante; em geral junto às depressões localizadas, às trilhas de roda e às bordas de pavimentos.</p>

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.23** – Escorregamento, corrugação e exsudação

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
 <p>(a) Escorregamento do revestimento (E)</p>	 <p>(b) Escorregamento do revestimento (E)</p>	<p>(a) E: escorregamento do revestimento asfáltico por falhas construtivas e de pintura de ligação; difere do escorregamento de massa por fluência do subitem (d) anterior.</p> <p>(b) E: escorregamento do revestimento asfáltico por falhas construtivas de aderência entre a camada de rolamento e a intermediária; difere do escorregamento de massa por fluência do subitem (d) anterior.</p>
 <p>(c) Corrugação (O)</p>	 <p>(d) Ondulação (O)</p>	
 <p>(e) Exsudação (EX) (Foto: Moura, 2004)</p>	 <p>(f) Exsudação (EX)</p>	<p>(e), (f) e (g) EX: falhas de dosagem provocando excesso de ligante em alguns pontos ou de maneira generalizada; pode ocorrer por segregação de massa, com concentração de ligante em alguns pontos e falta em outros; ou ainda por cravamento de agregados em base e ascensão de ligante à superfície.</p>
 <p>(g) Detalhe de exsudação (EX)</p>		


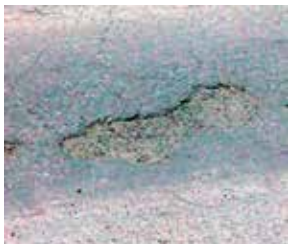


Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.24** – Desgaste, desagregação, polimento de agregados

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
 <p>(a) Desgaste (D)</p>	 <p>(b) Desagregação (D)</p>	<p>(a) e (b) D: falhas de adesividade ligante-agregado (stripping); presença de água aprisionada e sobrepressão em vazios da camada de revestimento gerando descolamento de ligante (stripping); problemas de dosagem deficiente no teor de ligante; falhas de bico em tratamentos superficiais; problemas executivos ou de projeto de misturas segregação de massa asfáltica.</p>
 <p>(c) Deslocamento e perda de agregados</p>	 <p>(d) Polimento de agregado</p>	

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.25** – Painelas e remendos

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
 <p>(a) Painela atingindo a base (P)</p>	 <p>(b) Painela (P) Foto: Silva, 2003</p>	<p>(a) e (b) P: local onde havia trincas interligadas e com a ação do tráfego e intempéries houve remoção do revestimento ou mesmo de parte da base; falha construtiva – deficiência na compactação, umidade excessiva em camadas de solo, falha na imprimação; desagregação por falha na dosagem, stripping ou ainda segregação. Na foto (b): falha na pintura de ligação em camadas de revestimento causando o destacamento ou “despeltamento”.</p>
 <p>(c) Remendo mal executado (R) Foto: Aldiguieri</p>	 <p>(d) Remendo bem executado (R)</p>	

Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 9.26 – Outros defeitos

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
 <p>(a) Segregação</p>	 <p>(b) Bombeamento de finos</p>	<p>(a) Concentração de agregados em uma área e de mástique em outras, resultado da deficiência de ligante em alguns locais e excesso em outros; problemas na definição de faixa granulométrica da mistura, problemas de usinagem, problemas diferenciais de temperatura de distribuição e compactação. Pode ser classificado como desgaste (D).</p> <p>(b) Subida à superfície por meio de fendas de material fino devido à presença de água sob pressão causada pela ação do tráfego e rapidamente aliviada após solicitação provocando a ascensão dos finos.</p>
 <p>(c) Falha de bico espargidor</p>	 <p>(d) Recalque diferencial</p>	

Fonte: Elaborada pelos autores.

## 9.5 AVALIAÇÃO OBJETIVA DE SUPERFÍCIE

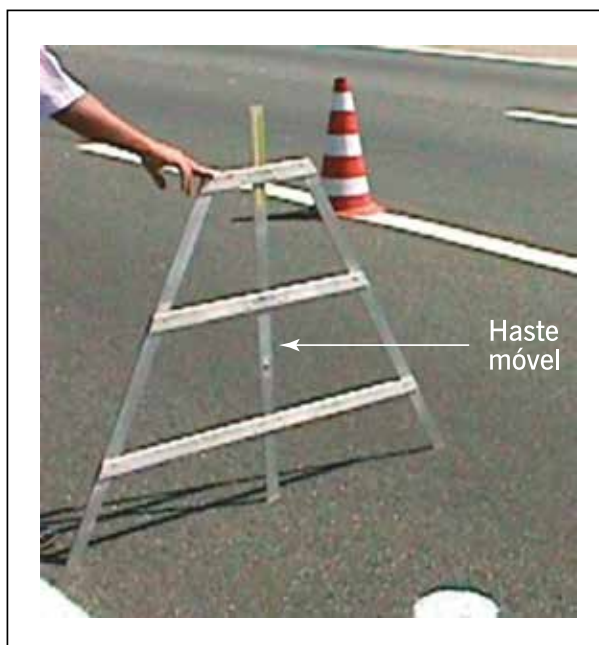
A condição de superfície de um pavimento asfáltico deve ser levantada, analisados seus defeitos e causas, e atribuídos indicadores numéricos que classifiquem seu estado geral. A norma DNIT 006/2003 – PRO (DNIT, 2003b) estabelece um método de levantamento sistemático de defeitos e atribuição do Índice de Gravidade Global (IGG), que pode ser empregado em projetos de reforço. Para sistemas de gerência de manutenção emprega-se geralmente o DNIT 007/2003 – PRO (DNIT, 2003c). Muitas vezes o levantamento dos defeitos e o cálculo do IGG precedem o levantamento estrutural para poder melhor embasá-lo.

Para o levantamento dos defeitos são utilizadas planilhas para anotações das ocorrências, material para demarcação de estacas e áreas da pesquisa dos defeitos, e treliça metálica para determinação do afundamento nas trilhas de roda das áreas analisadas. A figura 9.27 mostra um exemplo de treliça, com haste móvel central, utilizada para medir os afundamentos com a precisão de 0,5 mm.

O IGG não é determinado para toda a área da pista, mas de forma amostral para algumas estações com área e distanciamento entre elas prefixados pela especificação do DNIT. As estações são inventariadas nas rodovias de pista simples a cada 20m, alternados entre faixas, portanto, em cada faixa a cada 40m; nas rodovias de pista dupla, a cada 20m, na faixa mais solicitada pelo tráfego, em cada uma das pistas. A superfície de avaliação corresponde a 3m antes e 3m após cada uma das estacas demarcadas, totalizando em cada estação uma área correspondente a 6m de extensão e largura igual à da faixa a ser avaliada. A figura 9.28 mostra um exemplo das estações em pista simples.

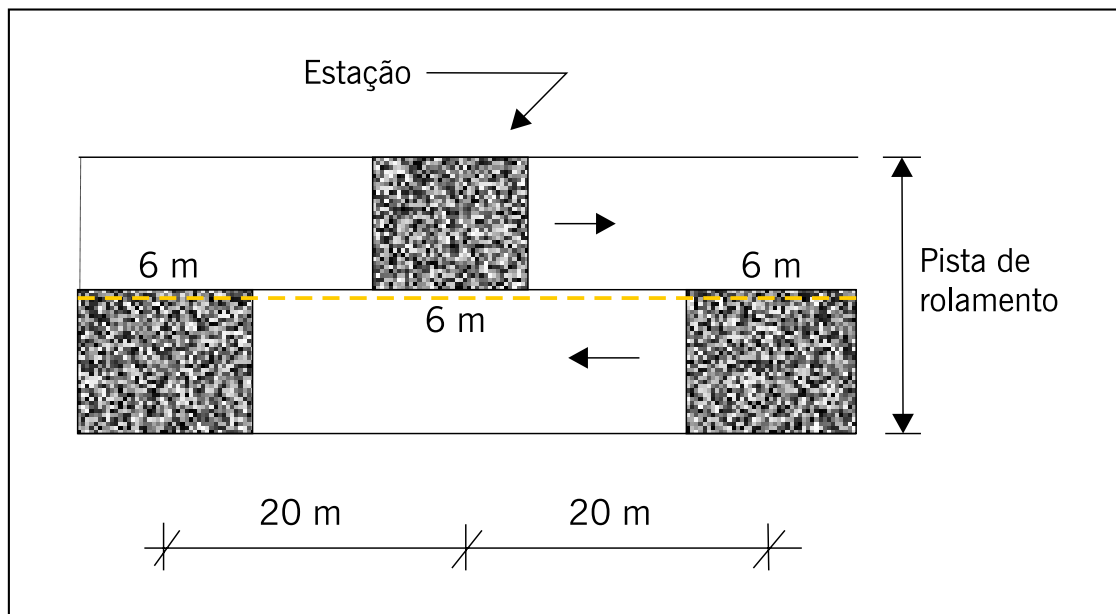
Faz-se a anotação numa planilha utilizando a terminologia e codificação de defeitos apresentados no item 9.4 existentes na área demarcada. Observe-se que não se dá importância neste método à área atingida pelo defeito, mas à sua ocorrência ou não. Os afundamentos nas trilhas de roda externa e interna devem ser mensurados com o auxílio da treliça metálica e anotados na planilha na coluna referente à estação onde foi feita uma única medida em cada trilha.

**Figura 9.27** – Treliça metálica para medida dos afundamentos em trilhas de roda



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.28** – Exemplo de demarcação de áreas para inventário de defeitos



Fonte: Elaborada pelos autores.

A figura 9.29 mostra o exemplo de uma planilha com 18 estações inventariadas. A especificação do DNIT subdivide em oito categorias de defeitos: 1. fissuras e trincas; 2. trincas de bloco ou tipo couro de jacaré sem erosão; 3. trincas de bloco ou tipo couro de jacaré com erosão; 4. afundamentos localizados ou nas trilhas; 5. corrugação e painelas (além de ondulações); 6. exsudação; 7. desgaste; 8. remendos. Devem ser anotados os afundamentos nas trilhas externa e na interna, e registrada a existência de afundamentos por consolidação e escorregamentos.

De posse dos dados levantados, deve-se proceder a uma análise prévia de forma a subdividir a via em segmentos que possuam as mesmas características ou defeitos. No exemplo da planilha da figura 9.29, há dois segmentos: o primeiro que se inicia na estação 1 e termina na 10, e o segundo com início na estação 11 e final na 18. O método contabiliza as frequências absolutas  $f_a$  de cada um dos oito tipos de defeitos (somatório da quantidade de estações que apresentam aquele tipo de defeito) e uma frequência  $f_r$ , relativa ao conjunto das estações de um dado segmento; ou seja, é a frequência absoluta multiplicada pela porcentagem de estações onde ocorre este determinado tipo de defeito, sendo que 100% corresponde à totalidade das estações de um dado segmento.

A figura 9.30 mostra um exemplo do cálculo das frequências absolutas e relativas do primeiro segmento do exemplo anterior, com a computação dos defeitos da estação 1 a 10. Observe-se que a estação 5 possui dois defeitos do tipo 1; contabiliza-se apenas um defeito desta categoria nessa estação. Da mesma forma, deve-se contabilizar para os defeitos dos tipos 1, 2 e 3 apenas o mais grave deles na estação. Observe-se no exemplo que na estação 4 há trincas do tipo 1 e 2; deve prevalecer apenas o tipo 2 que é o mais grave deles; da mesma forma, no exemplo da estação 7, há trincas do tipo 1 e 3, devendo prevalecer a do tipo 3, ou seja, a mais grave delas. Assim, os defeitos do tipo 2 prevalecem sobre o 1, da mesma forma que o 3 prevalece sobre o 1 e 2. Os defeitos do tipo 1 somente serão considerados quando não houver defeitos do tipo 2 ou 3.

A norma estabelece um fator de ponderação prefixado para os defeitos, ou seja, confere a gravidade daquele tipo de defeito sobre os demais. Na figura 9.30 são apresentados estes fatores, que devem ser utilizados para o cálculo do índice de gravidade individual *IGI*, expresso por:

$$IGI = f_r \cdot f_p \quad (9.3)$$

Onde:

*IGI* = índice de gravidade individual de cada tipo de defeito;

*f<sub>r</sub>* = frequência relativa;

*f<sub>p</sub>* = fator de ponderação.

O DNIT ainda dispunha de outra norma de levantamento de defeitos, DNIT 007/2003 PRO que tinha sua concepção dirigida para Sistemas de Gerência de Pavimentos como também para projetos de reforço por um método específico. Os levantamentos eram efetuados por caminhada e por amostragem. O objetivo era possibilitar o cálculo da percentagem de área afetada por cada tipo de defeito de segmentos homogêneos preestabelecidos. Este método se diferencia do procedimento DNIT 006/2003 PRO no qual a obtenção da percentagem se dá em função da frequência relativa. Nesta norma a coleta de dados visava determinar o percentual da área do pavimento afetado por cada defeito mais importante: área trincada, desgaste e afundamento.

**Figura 9.29** – Exemplo de planilha empregada para levantamento do estado de superfície pela norma do IGG

Inventário de superfície																					
Rodovia			Trecho										Operador								
			Subtrecho										Revestimento tipo								
Data	Folha	Estaca inicial										Estaca final									
Estação		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
Faixa		D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E		
Configuração da terraplenagem		A	A	A	SMA	C	C	SMC	C	C	C	A	A	SMC	C	C	A	A	A		
Tipo	OK	Sem defeito																			
1	F1	Fissuras																			
(FCI)	TTC					X															
	TTL					X						X		X							
	TLC					X		X						X							
	TLL	X																			
	TRR	Trincas isoladas retração																			
2	J					X		X		X											
(FCII)	TB	Trincas em bloco																			
3	JE	X																			
(FCIII)	TBE	Trincas em bloco com erosão																			
4	ALP	Afundamento plástico local																			
	ATP	X						X		X											
5	O	Ondulação																			
	P	Panela																			
6	EX	Exsudação																			
7	D	X		X		X		X		X		X		X		X		X			
8	R	Remendo																			
	ALC	Afundamento consolidação local																			
	ATC	Afundamento consolidação trilha																			
	E	Escorregamento																			
	TRI	0		0		1		0		0		0		1		0		0			
	TRE	0		3		1		0		1		0		3		1		0			

D = direita E = esquerda A = aterro C = corte SMA = seção mista (meia encosta)

Fonte: Elaborada pelos autores.



**Figura 9.30** – Exemplo de planilha de cálculo do IGG

Tipo	Natureza do defeito	Frequência absoluta	Frequência relativa	Fator de ponderação	Índice de gravidade individual
1	(FCI) F, TTC, TTL, TLC, TLL, TRE	3	30,0% 0	,2 6	,00
2	(FCII) J, TB 2		20,0% 0	,5	10,00
3	(FCIII) JE, TBE 3		30,0% 0	,8	24,00
4	ALP, ATP 3		30,0% 0	,9	27,00
5	O, P, E 0	0	,0%	1,0	0,00
6	Ex 0	0	,0%	0,5	0,00
7	D	5	50,0% 0	,3	15,00
8	R	0	0,0% 0	,6 0	,00
9	F = (TRI + TRE)/2 em mm	TRI = 0,2	TRE = 1,0	F = 0,6	0,15
10 F	V = (TRIV + TREv)/2	TRIV = 0,18	TREv = 1,33	FV = 0,76	0,76
Número de estações inventariadas 1		0	IGI = (F x 4/3) quando F ≤ 30		IGI = FV quando FV ≤ 50
Índice de gravidade global		83	IGI = 40 quando F > 30		IGI = 50 quando FV > 50

Fonte: Elaborada pelos autores.

Exemplificando, observe-se que o defeito do tipo 1 aparece em três das estações, entre as dez do segmento. Dessa forma, a frequência absoluta é 3, a frequência relativa é 30% (três estações em 10), o fator de ponderação é 0,2 (prefixado por norma) e o *IGI* é 6 (30 x 0,2). Observe-se que a existência de corrugação (O) e panela (P) eleva significativamente o valor final do IGG uma vez que o fator de ponderação é igual à unidade.

Para o cálculo do *IGI* dos afundamentos em trilha de roda, considera-se a média *F* dos afundamentos (a norma denomina flechas para os afundamentos nas trilhas de roda) e a média *FV* das variâncias das flechas da seguinte forma:

$$F = \left( \sum_i^j FRE + \sum_i^j FRI \right) / 2 \quad (9.4)$$

$$FV = (FRE_v + FRI_v) / 2 \quad (9.5)$$

Onde:

*FRE* = flecha na trilha externa em milímetros de cada uma das estações do segmento;

*FRI* = flecha na trilha interna em milímetros de cada uma das estações do segmento;

*i* = primeira estação do segmento;

*j* = última estação do segmento;

*F* = média aritmética da média das flechas na trilha externa e da média das flechas na trilha interna do segmento;

*FRE<sub>v</sub>* = variância das flechas medidas na trilha externa do segmento, considerando todas as estações de *i* a *j*;

*FRI<sub>v</sub>* = variância das flechas medidas na trilha interna do segmento, considerando todas as estações de *i* a *j*;

*FV* = média da variância das flechas na trilha externa e da variância das flechas na trilha interna do segmento.

Para a contabilização da contribuição das flechas ou afundamentos nas trilhas para o IGG, calculam-se dois índices de gravidade individual da seguinte forma:

$$IGI_F = F \cdot \frac{4}{3} \quad (\text{quando } F < 30) \quad (9.6)$$

ou

$$IGI_F = 40 \quad (\text{quando } F > 30) \quad (9.7)$$

e

$$IGI_{FV} = FV \cdot 1,0 \quad (\text{quando } FV < 50) \quad (9.8)$$

ou

$$IGI_{FV} = 50 \quad (\text{quando } FV = 50) \quad (9.9)$$

A contribuição das flechas compreende, portanto, dois índices de gravidade individual: o primeiro calculado utilizando-se as expressões 9.6 ou 9.7, dependendo da magnitude da média das flechas; e um segundo calculado empregando-se as expressões 9.8 ou 9.9, dependendo da magnitude das variâncias. Além desses dois índices, observe-se que a norma leva ainda em consideração nos defeitos tipo 4 a existência de afundamento de trilhas de roda, com fator de ponderação bastante elevado de 0,9. Assim, pode-se constatar que a existência de trilhas de roda nos segmentos pode elevar sobremaneira o valor do índice de gravidade global.

O índice de gravidade global é calculado pela seguinte expressão:

$$IGG = \sum IGI \quad (9.10)$$

Onde:

IGG = índice de gravidade global do segmento em análise;

IGI = cada um dos índices de gravidade individual calculados para os oito tipos de defeitos e para as trilhas de roda.

A norma DNIT 06/2003 estabelece um novo critério ou novas faixas de qualidade do segmento com base no valor de IGG. A tabela 9.5 mostra as duas escalas.

**TABELA 9.5 – CONCEITOS DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL IGG POR FAIXA DE VALORES**

Norma DNIT 06/2003		Norma DNER 08/1994	
Conceito	Limites	Conceito	Limites
Ótimo	0 < IGG ≤ 20		
Bom	20 < IGG ≤ 40	Bom	0 < IGG ≤ 20
Regular	40 < IGG ≤ 80	Regular	20 < IGG ≤ 80
Ruim	80 < IGG ≤ 160	Ruim	80 < IGG ≤ 150
Péssimo	IGG > 160	Péssimo	IGG > 150

Fonte: Elaborada pelos autores.

Embora o IGG reflita as condições funcionais do estado superficial dos pavimentos, a atribuição de um conceito serve para distinguir casos, subdividindo-os em poucas classes, mas o conceito não deve substituir a referência ao valor calculado, visto que segmentos de mesmo conceito podem ter diferentes valores de IGG, e, portanto, condições diversas a serem consideradas no projeto de restauração. Vale a pena, mais uma vez, reforçar a ideia de que um bom diagnóstico dos defeitos, com observações globais, identificando as causas que levaram às patologias é imprescindível para um adequado projeto de restauração. O valor de IGG é um critério complementar.

O IGG ainda é utilizado em projetos rodoviários pelas empresas brasileiras de consultoria. Entretanto, não é aconselhável que seja empregado em pavimentos com revestimento por penetração devido a não adequação de classificação de falhas e dos próprios fatores de ponderação a este tipo de revestimento (Reis, 2007). Como exemplo, Almeida *et al.* (2019) analisam melhorias a serem feitas na norma do IGG de forma a avaliar mais adequadamente pavimentos de tratamento superficial.

## 9.6 NOVAS FORMAS DE AVALIAÇÃO OBJETIVA DOS DEFEITOS DE SUPERFÍCIE

O método IGG de avaliação objetiva é bastante demorado e exige que os avaliadores percorram grandes extensões a pé, materializando as seções a serem avaliadas e se detendo em cada uma para medir o ATR e avaliando a gravidade de cada defeito.

Para agilizar este procedimento quando se tem grandes extensões a serem avaliadas, surgiram métodos de levantamento visual contínuo (LVC) em que são registradas as ocorrências preponderantes que se dão na superfície do pavimento, tais como o descrito na norma DNIT 08/2003. Esta norma determina o ICPF/Índice de Condição de Pavimentos Flexíveis, o IGGE/Índice de Gravidade Global Expedito e do IES/Índice do Estado de Superfície do Pavimento. Deve ser usado um veículo equipado com velocímetro ou hodômetro calibrado para aferição da velocidade de operação e das distâncias percorridas. A equipe é no mínimo de dois técnicos e um motorista do veículo. O veículo deve ser operado a uma velocidade média aproximada de 40 km/h percorrendo a rodovia em um único sentido (rodovia de duas faixas de tráfego). O processo de avaliação usado no LVC compreende o preenchimento de um formulário de acordo com as instruções da norma. A divisão dos trechos em segmentos deverá ser tal que se obtenha uma extensão mínima de 1 km e máxima de 6 km. A frequência de defeitos (quantidade por km) é registrada o código “A”, “M” ou “B” conforme a estimativa da qualidade e da porcentagem de ocorrência do defeito avaliada pela tabela 9.6. A norma apresenta as condições de cálculo dos parâmetros associados e cada um aponta para a avaliação da superfície e indicações das soluções de correção dos defeitos. Quatro anexos auxiliam na aplicação desta norma, nos cálculos correspondentes e na interpretação deles.

Outros órgãos estaduais, tais como o DER SP e o DER de Goiás (DEINFRA) também têm normas para este tipo de LVC, parecidas com a do DNIT, mas com algumas considerações diferentes: DER-SP – IP-DE-F00/004 (2006) e IP-06 - 2018/001 (IP-06 GOINFRA – LVC), entre outros. O DAER RS também cita o uso do LVC para projetos do CREMA, indicando o método do DNIT com pequenas alterações.

**TABELA 9.6 – FREQUÊNCIA DOS DEFEITOS OBSERVADOS NO LEVANTAMENTO VISUAL CONTÍNUO (LVC)**

Painéis (P) e Remendos (R)		
Código	Frequência	Quantidade/km
A	Alta	≥ 5
M	Média	2 – 5
B	Baixa	≤ 2
Demais defeitos		
Código	Frequência	% por km
A	Alta	≥ 50
M	Média	50 – 10
B	Baixa	≤ 50

Fonte: DNIT 08/2003.

Para melhorar a eficiência das avaliações dos defeitos dos pavimentos, surgiram muitas formas de levantamento com filmagens da superfície e posterior interpretação em escritório por um técnico. As videofilmagens facilitam bastante o diagnóstico dos problemas da rodovia. A tecnologia de filmagem de rodovias pavimentadas vem sendo utilizada em vários países há décadas e com o tempo passou-se a utilizar a análise automática dos defeitos obtidos das imagens do vídeo.

De acordo com Benevides (2006), nos levantamentos automatizados, os veículos são aparelhados com equipamentos especiais dotados de câmeras de videofilmagem e, também, fotográficas. A velocidade do veículo varia entre 30 km/h e 110 km/h. O estado do pavimento é registrado por meio das câmeras, possibilitando uma posterior análise no escritório a partir do monitor do vídeo. Assim, surgiram os levantamentos visuais contínuos informatizados.

No Brasil, a filmagem digital das rodovias, com posterior processamento e análise das filmagens feitas por técnicos especialistas em pavimentos é denominado videoregistro de rodovias. A base para realização do videoregistro de rodovias é o veículo de filmagem. As informações são recolhidas das rodovias com equipamentos sofisticados em ambiente sujeito a condições adversas. É necessário que os dispositivos e recursos dos equipamentos atendam às condições do clima quanto à temperatura, umidade, poeira, choques e trepidações. Todos os levantamentos de videoregistro devem ser georreferenciados vinculados ao quilômetro do local da imagem. Um hodômetro digital de precisão fornecerá continuamente ao computador a quilometragem metro a metro com erro máximo de 1m em 1 km. A instalação das câmeras pode ser uma na parte frontal do veículo a fim de registrar as imagens do pavimento, para inventário das condições das rodovias sob o ponto de vista do usuário e a segunda na parte de trás do veículo, para elaboração dos relatórios de inventário e necessidades de sinalização vertical, ocupação de faixa de domínio e ainda em alguns casos do inventário de interseções e acessos (Reis, 2007).

Considerando as constantes inovações da informática e das técnicas de filmagem, junto com o desenvolvimento dos veículos e dos sistemas de georreferenciamento via GPS, Reis (2007) desenvolveu, em conjunto com duas empresas, um sistema de LVC informatizado, fazendo a adaptação de um veículo para um laboratório móvel de coleta de dados de defeitos. São apresentados na dissertação os equipamentos necessários para realização dos levantamentos e os softwares utilizados na coleta e elaboração de dados, que em conjunto compõem a essência do laboratório móvel. Reis e Motta (2008) apresentam um resumo desta pesquisa. Mais de dez

anos depois, muito já se evoluiu nas ferramentas de videoregistro e de interpretação, mas ainda não se tem uma norma brasileira.

O LVCI pelo Método da Varredura quantifica todos os defeitos da superfície do pavimento, sem necessidade de trabalhar por amostragem. O LVCI pelo Método da Varredura é realizado com auxílio de um veículo equipado com computador de bordo, GPS, câmera digital, teclado padronizado com os tipos de defeitos preconizados, hodômetro digital de alta precisão (erro máximo admissível de 1 m/km). Todos os equipamentos são conectados ao computador com um Sistema de Automação, Aquisição e Processamento de Dados (SAPD) instalado. Com recurso de Desenvolvimento Tecnológico (RDT) disponibilizada pela Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) à Concessionária BR-040 S.A. A Via040 aplicou o método de Levantamento Visual Contínuo Informatizado (LVCI) pelo Método da Varredura de defeitos dos pavimentos. O procedimento já vem sendo aplicado por diversas empresas nacionais e internacionais e pelo DNIT em diversas rodovias, concedidas ou não. Entretanto, não havia uma Norma específica para realização e aplicação desse tipo de levantamento até esta data, embora tenha sido proposta (Silva, 2017).

Silva *et al.* (2018) comentam que este procedimento informatizado permite a avaliação de toda a área da superfície do pavimento pelo veículo instrumentado, com maior eficiência do levantamento e redução da interferência do tráfego. Todo o levantamento é registrado por filmagens para validação do levantamento realizado e diagnósticos das condições de superfície do pavimento. O histórico de filmagens auxilia na previsão de desempenho dos pavimentos. Além da utilidade para elaboração de dados para estudos, projetos e gerência de pavimentos, destaca-se o uso de defeitos levantados para definição de segmentos homogêneos. A modernização do procedimento de LVC aumenta a precisão dos inventários de defeitos dos pavimentos, considerando toda área da faixa de tráfego ao longo da extensão do trecho avaliado.

## 9.7 AVALIAÇÃO DE ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS

A avaliação da segurança envolve vários aspectos do pavimento, da sinalização, do comportamento humano etc. Quanto ao aspecto do pavimento, além da geometria e irregularidade superficial, é importante avaliar o atrito pneu-pavimento, principalmente em dias de chuva, o que envolve a quantificação da resistência à derrapagem que é função da aderência.

Vários fatores colaboram para a aderência pneu-pavimento em pistas molhadas, mas dois são essenciais: a textura superficial da pista e características dos pneus (ranhuras, pressão de inflação, dimensões e tipo). A habilidade do motorista, a geometria da via e as condições gerais do veículo como amortecedores, freios etc., contribuem para evitar acidentes. A segurança em pistas molhadas pode ser considerada como um dos aspectos funcionais de um pavimento, muito embora haja pouca tradição no país de sua avaliação ou medida em rodovias, sendo mais usual em aeroportos. As condições de aderência de pavimentos aeroportuários constituem fatores de grande relevância nas avaliações de superfície e na decisão de manutenções, principalmente das pistas de pouso e decolagem.

A hidroplanagem ou aquaplanagem ocorre quando os pneus perdem o contato com o pavimento devido à presença de um filme de água não rompido pelos pneus ou pela textura da pista. Nessa situação, os pneus deixam de rolar sobre a superfície e passam a escorregar sobre ela. A manutenção do contato entre as superfícies é essencial, portanto, para evitar a hidroplanagem. Por meio desse contato pode-se garantir o atrito, que é mobilizado quando uma das superfícies está em movimento em relação à outra. Quando o atrito fica reduzido, pode-se

perder o controle da direção e a frenagem também fica prejudicada. Um fator que interfere consideravelmente na redução do atrito é o aumento de velocidade de deslocamento de uma das superfícies (no caso os pneus) em relação à outra (no caso os pavimentos). O contato de um pneu com um pavimento é uma interação complexa, dependendo de fatores como adesão entre a borracha e o pavimento e histerese decorrente da deformação do pneu provocada sobretudo pelos agregados presentes na superfície.

### 9.7.1 Microtextura e macrotextura

Como a textura do pavimento é um dos aspectos da aderência que os engenheiros rodoviários podem interferir, este é o principal foco das avaliações e medidas dos especialistas. A classificação da textura segundo a PIARC (The World Road Association) depende do comprimento de onda ou distância entre dois picos ou depressões na superfície conforme indicado na tabela 9.7.

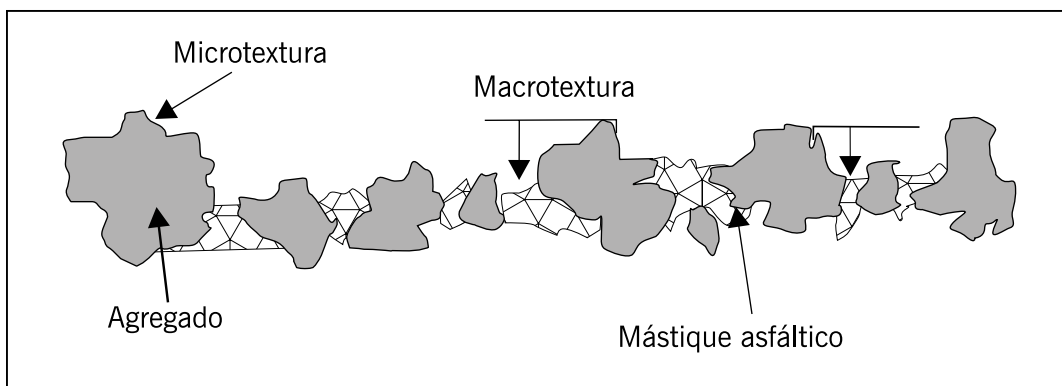
**TABELA 9.7 – CLASSIFICAÇÃO DA TEXTURA DE UM PAVIMENTO**

Classificação da textura	Faixa de comprimento de onda
Microtextura	$\lambda < 0,5 \text{ mm}$
Macrotextura	$0,5 \text{ mm} \leq \lambda < 50 \text{ mm}$
Megatextura	$50 \text{ mm} \leq \lambda < 500 \text{ mm}$
Irregularidade	$0,5 \text{ m} \leq \lambda < 50 \text{ m}$

Fonte: Elaborada pelos autores.

A megatextura e a irregularidade interferem na dinâmica veicular e no contato do veículo com o pavimento, afetando também a estabilidade direcional e a aderência em pistas molhadas. No entanto, para a avaliação da textura da superfície no que se refere à aderência são enfocadas a microtextura, dependente da superfície e aspereza dos agregados, e a macrotextura, dependente da rugosidade formada pelo conjunto de agregados e mástique. A figura 9.31 representa esquematicamente esses dois tipos de textura.

**Figura 9.31 – Micro e macrotextura na superfície de um revestimento asfáltico**



Fonte: Elaborada pelos autores.

A microtextura pode ser avaliada por um equipamento simples como o pêndulo britânico (ASTM E 303; ABNT NBR 16780/2019). Esse equipamento é munido de um braço pendular cuja extremidade tem uma sapata recoberta de borracha para ser atritada contra a superfície

do pavimento umedecida. A figura 9.32 mostra o equipamento pêndulo britânico sendo operado para a determinação do VRD – valor de resistência à derrapagem. A tabela 9.8 mostra as classes de microtextura dependentes do VRD.

No Manual de Restauração de Pavimentos (DNIT, 2006) consta o limite de  $VRD \geq 55$  como critério de aceitação de atrito medido pelo pêndulo britânico (rugosa). Tem-se recomendado o valor mínimo de 47 para garantir pelo menos uma microtextura medianamente rugosa. A microtextura é uma característica muito importante para rompimento da película de água e promoção do contato pneu-pavimento para baixas velocidades de deslocamento, de até cerca de 40km/h.

O Pêndulo Britânico foi empregado por Vieira (2014) para avaliar o atrito de forma sistemática, em diferentes temperaturas, com diferentes borrachas na sapata e em diferentes condições de lubrificação na superfície de pavimentos asfálticos. Com as diferentes condições de lubrificação, os mecanismos de atrito (adesão e histerese) foram avaliados separadamente.

A macrotextura pode ser determinada de várias formas, sendo a mais comum pelo ensaio simples de altura média da mancha de areia (ASTM E 965 - 2019; ARTERIS E 965- 2016). Os materiais envolvidos nesse teste são de baixo custo e são mostrados na figura 9.34(a). A areia deve ser uniforme, arredondada, passante na peneira No 60 (0,177 mm) e retida na peneira nº 80 (0,250 mm), com um volume de 25.000 mm<sup>3</sup>. A areia deve ser espalhada sobre a superfície do pavimento com auxílio de uma base de um pistão circular, que é movimentada em círculos, paralelamente à superfície do pavimento, de modo a distribuí-la de forma homogênea, perfazendo um círculo de areia – figura 9.33(b). O espalhamento cessa quando aparecem algumas pontas dos agregados. Mede-se na sequência o diâmetro do círculo de areia com auxílio de uma trena ou régua, em três direções distintas e faz-se a média das três determinações – figura 9.33(c).

Recomenda-se a leitura de vários artigos e pesquisas sobre a importância destes dois parâmetros de qualificação da superfície de um pavimento asfáltico quanto à segurança. Como exemplo, citam-se: Momm (1998); Ferreira (2002); Santos (2004); Aps (2006); Aps *et al.* (2003, 2004); Moura *et al.* (2004); Mattos (2009); Mattos *et al.* (2010); Specht *et al.* (2007); Vieira (2013); Rodrigues (2013); Bucharles (2014); entre outros.

**TABELA 9.8 – CLASSES DE MACROTEXTURA**

Classe	Valor de resistência à derrapagem
Perigosa	< 25
Muito lisa	25 ≤ VRD ≤ 31
Lisa	32 ≤ VRD ≤ 39
Insuficientemente rugosa	40 ≤ VRD ≤ 46
Medianamente rugosa	47 ≤ VRD ≤ 54
Rugosa	55 ≤ VRD ≤ 75
Muito rugosa	VRD > 75

Fonte: ABPV, 1999.

**Figura 9.32** – Operação do equipamento pêndulo britânico para a determinação do valor de resistência à derrapagem (Fotos: Callai e Vieira)



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.33** – Equipamentos e passos do ensaio de mancha de areia (Fotos: Marcia Aps)



Fonte: Elaborada pelos autores.



A altura média de mancha de areia pode ser calculada pela expressão:

$$HS = \frac{4V}{D^2\pi} \quad (9.11)$$

Onde:

$HS$  = altura média de mancha de areia em mm;

$V$  = volume constante de areia de 25.000 mm<sup>3</sup>;

$D$  = diâmetro médio do círculo de areia em mm.

A classificação da macrotextura é dada pela altura média de mancha de areia segundo critérios mostrados na tabela 9.9.

**TABELA 9.9 – CLASSES DE MACROTEXTURA**

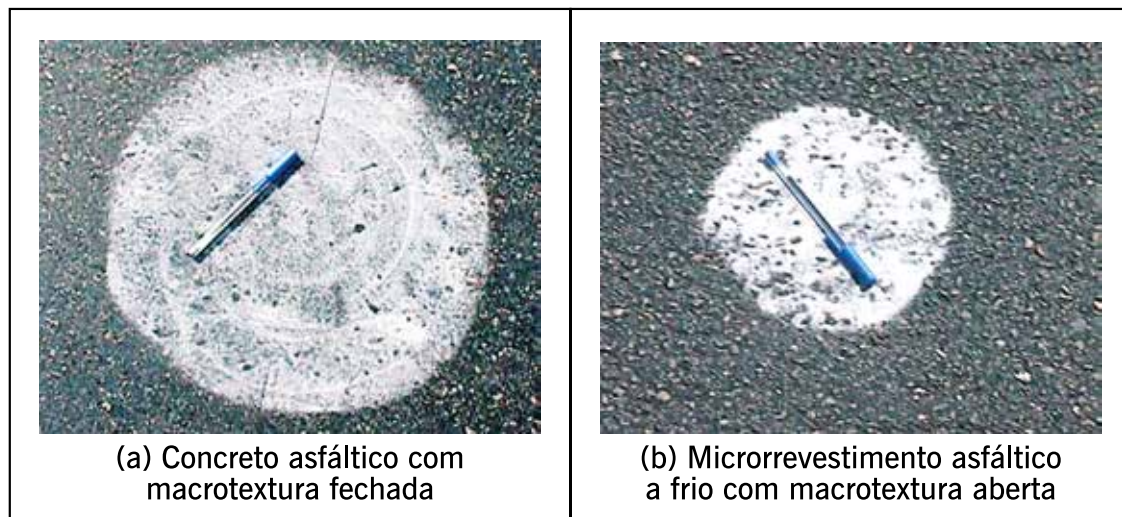
Classe	Altura média de mancha de areia (mm)
Muito fina ou muito fechada	$HS \leq 0,20$
Fina ou fechada	$0,20 < HS \leq 0,40$
Média	$0,40 < HS \leq 0,80$
Grosseira ou aberta	$0,80 < HS \leq 1,20$
Muito grosseira ou muito aberta	$HS > 1,20$

Fonte: ABPV, 1999.

No Manual de Restauração de Pavimentos (DNIT, 2006) consta a HS Profundidade Média  $0,6 \text{ mm} < HS < 1,2 \text{ mm}$  (textura média a grosseira) como valor da macrotextura desejável para a superfície de um pavimento asfáltico. Abaixo de 0,6 mm, a macrotextura passa a ter uma tendência de ser fechada e aumenta o risco de hidroplanagem. Acima de 1,2 mm, a textura é muito aberta, causando desgaste excessivo nos pneus, maior consumo de combustível e tendência a maior ruído ao rolamento. A macrotextura é uma das características mais importantes e que afetam a aderência, principalmente para velocidades de deslocamento acima de 50km/h. Carvalho (2019) estuda a redução de acidentes em pista molhada em trechos empregando gap-graded, em comparação com concreto asfáltico. Linhares (2021) mostra a redução de acidentes pelo emprego de tratamento superficial duplo, com asfalto borracha, obtendo uma macrotextura muito aberta e elevado atrito.

A figura 9.34 mostra dois exemplos de mancha de areia em revestimentos asfálticos: um concreto asfáltico de macrotextura fechada, e um microrrevestimento asfáltico a frio com textura aberta.

**Figura 9.34** – Exemplos de mancha de areia em dois tipos de revestimento com macrotexturas distintas (Fotos: Moura, 1998)



Fonte: Elaborada pelos autores.

Um dos fatores que mais interfere no atrito é a macrotextura, portanto, qualquer defeito de superfície que promova o fechamento da textura é prejudicial. A exsudação (EX), vista no item 9.3, é um dos defeitos mais indesejáveis sob este aspecto. Em contrapartida, o desgaste (D) pode causar melhoria de macrotextura, pois a perda de mástique e a consequente exposição das pontas dos agregados fazem com que os canais formados entre agregados possibilitem maior vazão superficial. O polimento de agregados é prejudicial para a microtextura, tornando a superfície do agregado menos áspera e, portanto, com menor capacidade de ruptura da lâmina d'água.

Outro ensaio que pode ser utilizado para avaliação da textura da superfície do pavimento é o ensaio denominado de drenabilidade – *Outflow* (ASTM E2380- 2019). A drenabilidade do pavimento pode ser definida como a capacidade de expulsar a água que recebe pela superfície, por meio de microcanais formados pela macrotextura. A capacidade drenante do pavimento afere o tempo que determinado volume de água leva para ser drenado pelo pavimento. Em geral quanto menor a profundidade de macrotextura, maior o tempo de drenagem.

Na figura 9.35 mostra-se um exemplo da realização deste ensaio. O drenômetro é um equipamento utilizado para analisar a macrotextura do revestimento a partir do tempo de drenagem de um volume de água predefinido. Para a realização do ensaio, o cilindro do drenômetro é posicionado sobre a superfície do pavimento, e fixado por um peso metálico. A região de contato, cilindro-pavimento, é selada por um anel de borracha, o interior do cilindro preenchido com água e a abertura inferior do cilindro vedada por uma tampa. Assim que esta tampa é solta, a drenagem de água se inicia. Com um cronômetro, marca-se o tempo gasto para que o volume conhecido de água escoe pela superfície. São feitas quatro medidas de tempo, e o tempo médio para escoar o volume predefinido de água é o valor resultante da drenabilidade da superfície. Ferreira (2002) comparou resultados de mancha de areia e drenabilidade, obtendo correlação razoável entre os dois ensaios para rodovias de Santa Catarina. O ensaio de drenabilidade é um procedimento de baixo custo e de rápida execução, que avalia a capacidade de drenagem superficial do pavimento, sendo indicador da resistência à derrapagem e da geração de ruído

(Vieira *et al.*, 2013; Vedana, 2014). Outros autores que avaliaram o ensaio de drenabilidade são Ribeiro (2012); Lima e Dalla Riva (2014); Guntzel e Dalla Roza (2015); Ferreira *et al.* (2020), entre outros.

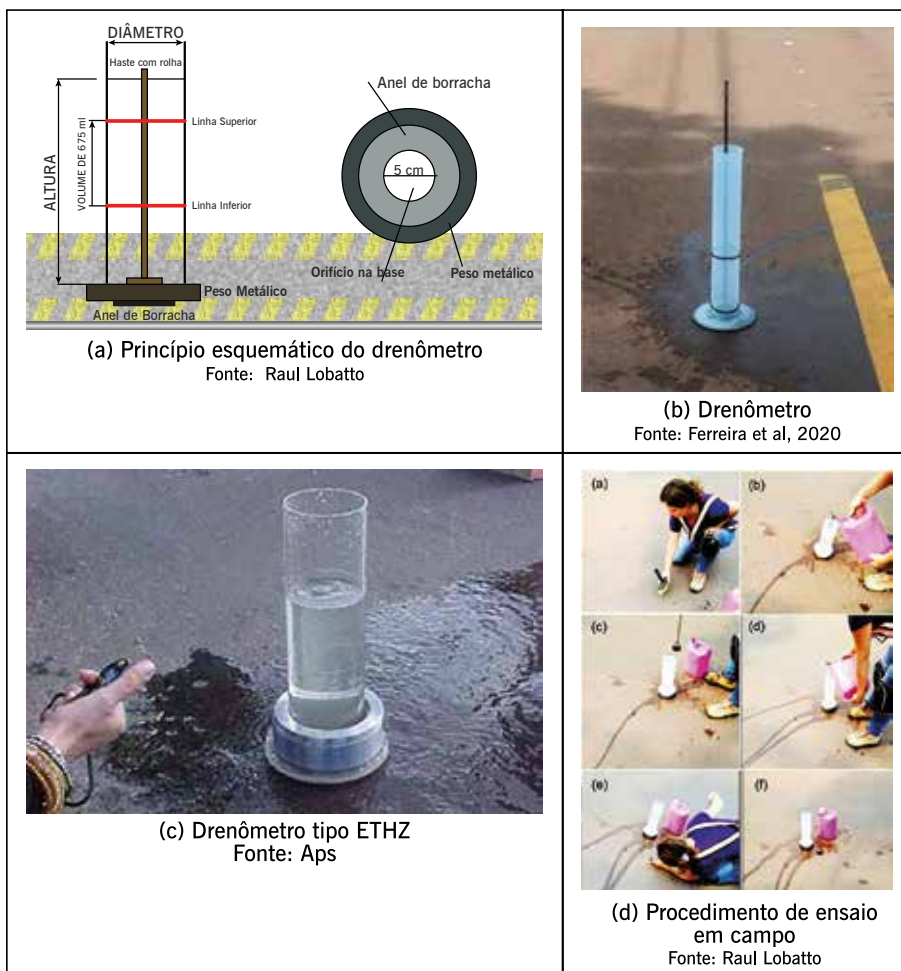
Vieira *et al.* (2013) compararam o ensaio de drenabilidade e o de mancha de areia e não obtiveram boa correlação. Ferreira *et al.* (2020) avaliaram a drenabilidade de pavimentos urbanos e sua capacidade drenante de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) e tratamento superficial duplo com capa selante (TSD).

Para ilustrar mais uma aplicação destes ensaios descritos, feitos em conjunto num mesmo segmento de rodovia, na figura 9.36 estão indicados ensaios de Pêndulo, mancha de areia e drenômetro. Note que o drenômetro é fixado à superfície por graxa.

Outro tipo de drenômetro, com maior precisão de leitura, com uma escala mais adequada que a da proveta de plástico foi construído no Centro de Pesquisa da Petrobras (CENPES) baseado em uma norma espanhola. A figura 9.37 mostra detalhes deste outro modelo de drenômetro e do ensaio sendo executado.

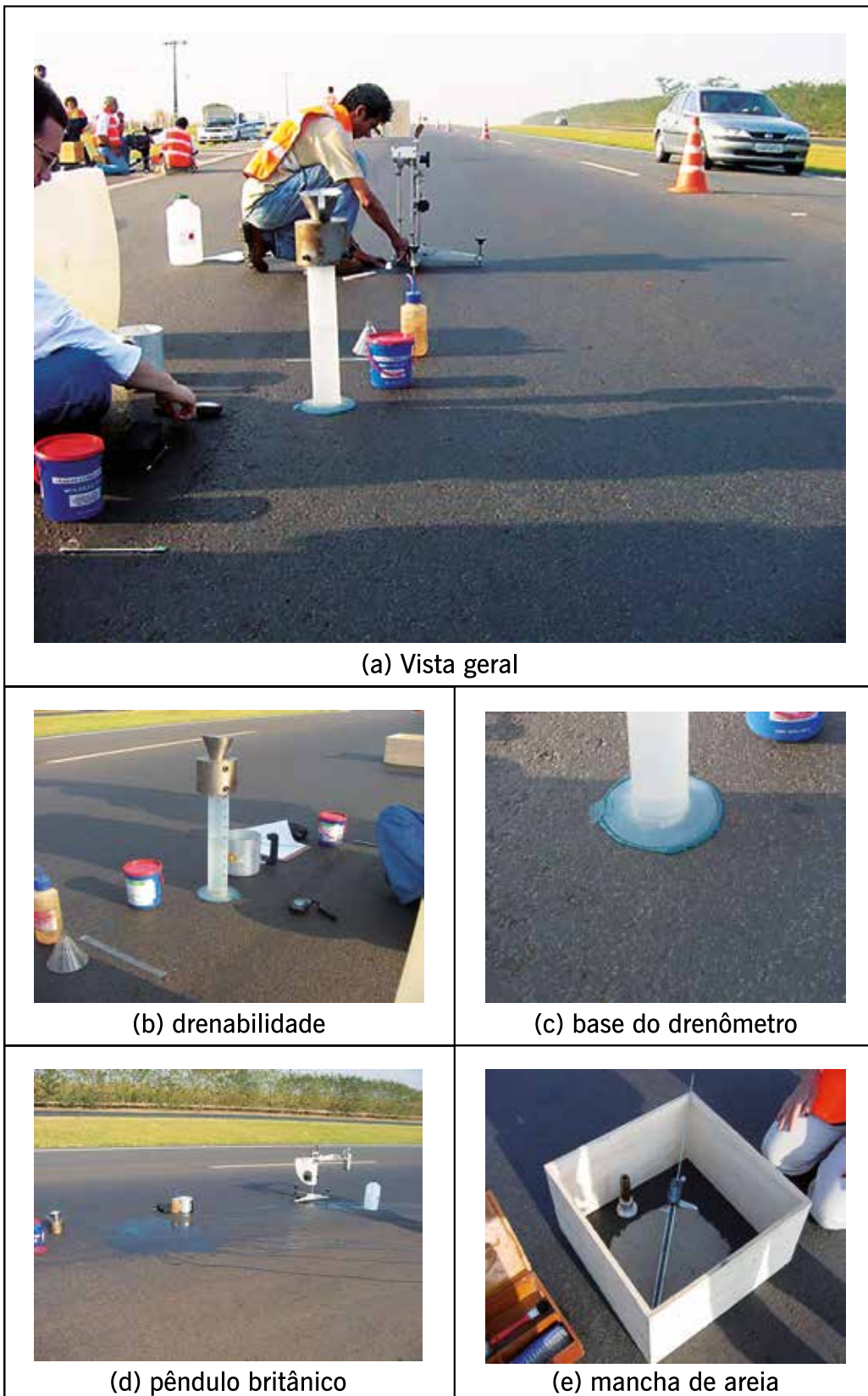
Todos os defeitos que interferem na geometria da via, como afundamentos de trilhas de roda ou localizados, e que resultem no acúmulo de água na superfície do pavimento, são indesejáveis para a aderência, pois aumentam a espessura de película de água, aumentando o risco de hidroplanagem.

**Figura 9.35 – Ensaio de drenabilidade em superfície asfáltica com drenômetro**



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.36** – Ensaio de drenabilidade (b, c), pêndulo (d) e mancha de areia (e) executados num mesmo ponto de uma rodovia



Fonte: Raul Lobatto, 2021.

**Figura 9.37** – Ensaio de drenabilidade com drenômetro de vidro com outra geometria – passos do ensaio (preparação do equipamento e realização do ensaio) (Fotos Marcos Fritzen, 2021)



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 9.7.2 Equipamentos medidores de atrito

Para a medida do atrito, há diferentes métodos e técnicas. Os equipamentos medidores não estáticos mais comuns são em geral rebocáveis e permitem a medida do atrito de um ou mais pneus que são bloqueados e arrastados (simulação de frenagem), ou ainda com pneus livres para rolar – porém, neste caso, com certo ângulo em relação à direção de deslocamento. Um exemplo deste último tipo de equipamento é o  $\mu$ Meter, muito utilizado em pistas de aeroportos e disponível no país para esta finalidade específica – figura 9.38(a). Outro equipamento que também é usado para avaliação de pistas de aeroportos no Brasil é o Skiddometer - figura 9.38(b). Em geral, em rodovias, vem sendo empregado no Brasil o grip-tester para as medidas de atrito - figura 9.38(c).

Tendo em vista que o teste de medida de atrito em condições molhadas é mais severo, a superfície é umedecida artificialmente de forma uniforme e com quantidade de água preestabelecida de modo a formar uma lâmina d'água de espessura padronizada. Por causa da complexidade desse fenômeno, as normas têm especificado dois padrões de pneu (liso ou ranhurado) para os equipamentos medidores de atrito de forma a analisar somente o efeito das diferentes texturas superficiais e dos agregados que compõem os revestimentos. Emprega-se comumente

a velocidade de referência de 60 km/h para as medidas de atrito. Farias (2022) realizou várias medidas de atrito com equipamento grip-tester e mostrou a importância deste parâmetro e sua relação com os acidentes em rodovia de alto volume de tráfego, principalmente em condições de pavimentos molhados.

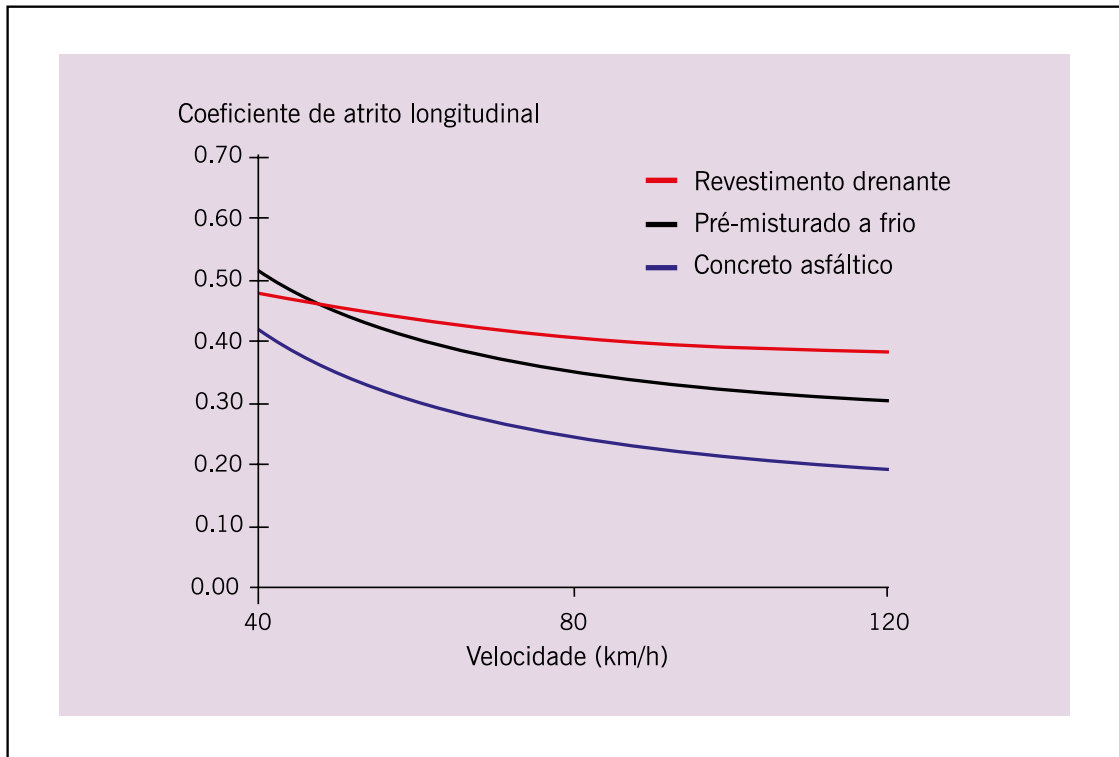
**Figura 9.38** – Exemplos de equipamento de medida de atrito em pavimentos



Fonte: Elaborada pelos autores.

Há equipamentos capazes de realizar as medidas de atrito a diferentes velocidades, como é o caso do equipamento francês Adhera que opera com pneu liso e roda bloqueada, sobre lâmina d'água de 1 mm de espessura sobre o pavimento e velocidades de 40 a 120 km/h. Resultados do coeficiente de atrito longitudinal obtidos com este equipamento são mostrados na figura 9.39. Observe-se que nesse caso, o revestimento drenante, tipo camada porosa de atrito (CPA), é aquele que mostra a menor redução do atrito com o aumento da velocidade.

**FIGURA 9.39** – RESULTADOS DE COEFICIENTE DE ATRITO LONGITUDINAL MEDIDO EM TRÊS TIPOS DIFERENTES DE REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS E A DIFERENTES VELOCIDADES (MODIFICADO DE BROSSAUD, 2004)



Fonte: Brosseau, 2004.

### 9.7.3 Índice de Atrito Internacional – IFI

Da mesma forma que o IRI atua na avaliação da irregularidade longitudinal dos pavimentos, para o atrito foi concebido o Índice Internacional de Atrito IFI (International Friction Index), em 1992 pela PIARC, para criar uma escala única, permitindo a comparação de resultados. A concepção deste índice foi resultado de uma extensa pesquisa com 41 equipamentos diferentes, empregados para a investigação de atrito, e as correlações empíricas entre eles foram geradas a partir de 15.000 dados. O procedimento de cálculo do IFI consta na norma ASTM E-1960. O IFI corresponde ao atrito de um veículo de passeio deslocando-se a 60 km/h, com pneus lisos e rodas travadas, sobre pavimento molhado. O IFI é expresso por dois valores, o F60 e o Sp, relacionados às medidas de atrito e textura, respectivamente. A norma ASTM E 1960-2015, especifica o cálculo do IFI. O conhecimento do IFI permite a determinação de uma curva de referência, relacionando os valores de atrito em função da velocidade de deslocamento, e assim analisar o atrito conforme a velocidade de utilização do pavimento caso a caso. O IFI é

útil para a harmonização dos vários equipamentos de medição de atrito. Os índices F60 e Sp são capazes de prever a dependência da velocidade de medições relacionadas ao pavimento molhado dos vários tipos de equipamentos de medição de atrito. Os dois parâmetros IFI (F60 e Sp) são considerados preditores confiáveis da dependência de atrito do pavimento molhado na derrapagem do pneu em relação à velocidade do veículo.

Vários estudos foram realizados para definição de limites aceitáveis para o IFI, tanto em pavimentos asfálticos de rodovias como de aeroportos (Aps *et al.*, 2003; 2004a; 2004b), Aps (2006). Sena *et al.* (2014) avaliaram o IFI de uma rodovia com revestimentos de concreto asfáltico e de SMA, comparando valores medidos em 2004 e 2013. No Manual de Restauração de Pavimentos (DNIT 2006) consta os valores de IFI apresentados na tabela 9.10 com os respectivos conceitos, válido para várias combinações de medidas.

**TABELA 9.10 – VALORES DO IFI E CONCEITOS ASSOCIADOS**

Valores IFI (F60)		Conceito
Mínimo	Máximo	
> 30	–	Ótimo
0,20	0,30	Bom
0,13	0,16	Regular
0,06	0,12	Ruim
< 0,06	–	Péssimo

Fonte: DNIT, 2006.

A título de outro exemplo, a norma DNIT 112/2009 ES de concreto asfáltico com asfalto-borracha cita como critérios a serem atendidos pela verificação da qualidade da obra os seguintes parâmetros: ensaio de Mancha de Areia:  $0,6 \text{ mm} \leq \text{HS}$  (Altura da Mancha de Areia)  $\leq 1,2 \text{ mm}$ ; ensaio do Pêndulo Britânico: VRD (Valor de Resistência à Derrapagem)  $\geq 47$ ; Valor de IFI (F60)  $\geq 0,22$  para obras rodoviárias novas; Valor de IFI (F60)  $\geq 0,15$  para pavimentos restaurados.

## 9.8 ASPECTOS DE AVALIAÇÃO FUNCIONAL EM PAVIMENTOS DE AEROPORTOS

A avaliação da superfície dos pavimentos dos aeroportos segue normas estabelecidas principalmente pela Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC). Em geral a ANAC segue normas e procedimentos associados aos da Federal Aviation Administration (FAA) americana.

A preocupação em manter a qualidade funcional da superfície é justificada pelo risco que se corre nos pousos e decolagens, conduzidos a altas velocidades e não permitindo “desvios” dos defeitos pelo piloto. Como exemplo, citam-se os regulamentos ANAC IS N<sup>o</sup> 153.203-001 REVISÃO A e ANAC IS N<sup>o</sup> 153.205-001 Revisão B (2020). O primeiro se refere a avaliação da condição funcional pelo Índice da Condição do Pavimento (PCI em inglês) e o segundo define o monitoramento de macrotextura, atrito e irregularidade das pistas de pouso e decolagem.

O PCI (Pavement condition index) é um índice de serventia da condição geral da superfície do pavimento, no qual os valores variam de 0 (representando um pavimento na condição de ruptura) até 100 (representando um pavimento numa condição excelente). A medição do índice de serventia para o monitoramento da condição funcional do pavimento deve atender ao dispo-



to na norma ASTM D5340 – 12 Standard Test Method for Airport Pavement Condition Index Surveys. Avaliam-se os defeitos existentes na pista que são ponderados pela gravidade de cada um – tem considerações para pavimento asfáltico ou de concreto.

A IS Nº 153.205-001 Revisão B define que o operador de aeródromo deve monitorar a irregularidade longitudinal do pavimento por meio de medições com equipamento que permita a obtenção de valores expressos segundo a escala internacional de irregularidade (IRI/International Roughness Index). O IRI do pavimento deve ser igual ou inferior a 2,5 m/km, reportado a cada 200 m (duzentos metros). Quando o IRI for superior a este valor, o operador de aeródromo deve informar à ANAC, juntamente com o envio do relatório de medição do IRI, quais ações foram ou serão adotadas para restabelecer valores que atendam ao requisito.

Quanto ao atrito, a IS Nº 153.205-001 associa o critério de aceitação a vários tipos de equipamentos de medição, sendo mais usual o uso do  $\mu$ Meter, mostrado na figura 9.38(a). Há também operando no país medidores denominados Grip Tester, mostrado na figura 9.38(c). Todos os ensaios são feitos com a pista molhada, condição mais crítica. Na tabela 9.11 mostram-se os valores admissíveis para estes dois tipos de equipamentos. Há também registros de levantamentos utilizando o MI-90 (Skiddometer) no aeroporto de Guarulhos e de Fortaleza, por exemplo [figura 9.38(b)].

Quanto à macrotextura, a IS Nº 153.205-001 indica que o operador de aeródromo deve monitorar a profundidade da macrotextura do pavimento por meio de medições, com ensaio volumétrico tipo mancha de areia em toda a extensão operacional da pista, em áreas do pavimento onde não existam ranhuras transversais (grooving), entre outras condicionantes. O operador do aeródromo deve manter a profundidade média da macrotextura maior ou igual a 0,60 mm para pista de pouso e decolagem em operação.

As frequências para realização das medições do coeficiente de atrito, da profundidade da macrotextura, do índice de irregularidade longitudinal e da avaliação do acúmulo de borracha das pistas de pouso e decolagens dos aeródromos são função da média de pousos diários de aeronaves de asa fixa no ano anterior, nos termos do RBAC nº 153, subseções (f)(6), (g)(8) e (h)(8). RBAC se refere a Regulamentos Brasileiros da Aviação Civil, composto de inúmeros capítulos e aspectos.

A macrotextura é importante para a drenagem superficial da pista de pouso e decolagem, o que favorece a segurança das operações das aeronaves. A INFRAERO também possui um manual de procedimentos que define a determinação destes tipos de avaliação e os interessados podem consultar na página [www.infraero.gov.br](http://www.infraero.gov.br).

**TABELA 9.11 – PARÂMETROS DE COEFICIENTE DE ATRITO POR TIPO DE EQUIPAMENTO DE MEDIÇÃO**

Equipamento	Pneu		Velocidade do ensaio (km/h)	Profundidade da lâmina d'água	Coeficiente de atrito	
	Tipo	Pressão (kPa)			Nível de manutenção	Nível mínimo
$\mu$ -meter	A	70	65	1,0	0,52	0,42
Grip tester	C	140	65	1,0	0,53	0,43
	C	140	95	1,0	0,36	0,24
Skiddometer	A	70	95	1,0	0,38	0,26
	B	210	65	1,0	0,60	0,50
	B	210	95	1,0	0,47	0,34

Fonte: ANAC, 2020.

Vários artigos e dissertações sobre estes aspectos de avaliação de pavimentos de aeródromos podem ser consultados para mais informações, tais como: Rodrigues Filho (2006); Oliveira (2009); Silva (2008); Bezerra Filho e Oliveira (2013), Oliveira *et al.* (2015); Oliveira *et al.* (2016); Almeida *et al.* (2019); Sales *et al.* (2021); Magalhães *et al.* (2021); entre muitos outros, incluindo alguns listados nas referências bibliográficas.

Outro aspecto da avaliação periódica dos pavimentos dos aeroportos está vinculado à avaliação estrutural que permite avaliar a capacidade de carga correspondente aos vários tipos de aeronaves que estarão autorizadas a utilizar determinado aeroporto no dia a dia. Este tema será tratado no próximo capítulo.

## 9.9 AVALIAÇÃO DE RUÍDO PROVOCADO PELO TRÁFEGO

Cresce cada vez mais no mundo a preocupação com os danos ao meio ambiente e à qualidade de vida das pessoas. Um aspecto desse problema é o excesso de ruído gerado nas cidades. Parte desse ruído provém do deslocamento dos veículos e, nesse caso, o pavimento tem também influência nessa geração. No Brasil, esta preocupação ainda é recente, mas espera-se que passe a ser cada vez mais considerada, especialmente nas áreas urbanas. Muitos tipos de misturas asfálticas têm sido projetados já considerando esta questão. Devido à limitação de espaço, este tópico é somente introduzido neste livro, recomendando-se ao leitor interessado buscar informações sobre o assunto em outras publicações, tais como Láo (2004), Láo e Motta (2004), Nagen (2004), Nascimento *et al.* (2005); Strufaldi *et al.* (2010); Callai (2011); Andrade (2012), Ansay (2013), Zanin *et al.* (2014), Specht *et al.* (2011), Pereira (2019), entre outros. O excesso de ruído pode provocar doenças no homem, baixar sua capacidade de trabalho, aumentar o estresse etc.

A norma ABNT 10151 (2020) define “procedimento para medição e avaliação de níveis de pressão sonora em ambientes externos às edificações, em áreas destinadas à ocupação humana, em função da finalidade de uso e ocupação do solo; procedimento para medição e avaliação de níveis de pressão sonora em ambientes internos às edificações provenientes de transmissão sonora aérea ou de vibração da edificação, ou ambos; procedimento para avaliação de som total, específico e residual; procedimento para avaliação de som tonal, impulsivo, intermitente e contínuo; limites de níveis de pressão sonora para ambientes externos às edificações, em áreas destinadas à ocupação humana, em função da finalidade de uso e ocupação do solo e requisitos para avaliação em ambientes internos.” A norma ABNT NBR 10152 (2020) define os níveis de pressão sonora em ambientes internos e edificações.

Muitos estudos verificaram a contribuição de alguns tipos de revestimentos de pavimentos na emissão, propagação e absorção do ruído proveniente da interação de sua superfície com os pneumáticos dos veículos automotores que por ele circulam. No exterior, já se fazem esses estudos há algum tempo. São necessários sensores e microfones adaptados para essas medições. Há também vários ensaios de laboratório que permitem avaliar a absorção dos ruídos em cada tipo de mistura asfáltica projetada, testando-se corpos de prova, e, também, revestimentos de concreto de cimento Portland.

Láo (2004) realizou campanhas de campo e de laboratório de medições do ruído no interior e exterior de um veículo, com ele se deslocando com o motor desligado. Essas medidas foram associadas à textura dos revestimentos asfálticos, à distribuição granulométrica dos agregados, sua disposição nos revestimentos dos pavimentos, às determinações do coeficiente de absorção

acústico e à porcentagem de vazios em corpos de prova moldados ou extraídos das estações de teste.

A figura 9.40 mostra parte do esquema utilizado por Láo (2004) nessas medições de campo de ruído gerado pelo veículo em movimento em pista seca e molhada, externos e internos ao veículo, e parte dos equipamentos usados nas avaliações de absorção acústica de amostras de misturas asfálticas em laboratório em tubos de impedância. Na figura 9.41 veem-se alguns dos resultados obtidos no campo e no laboratório. As medidas são feitas em geral em decibéis.

Todos os estudos mostram a grande influência da textura superficial dos revestimentos nos ruídos gerados no deslocamento dos pneus sobre os pavimentos, da presença ou não de água no contato, da velocidade, do tipo de mistura asfáltica e, em algum grau, do tipo de ligante asfáltico.

O emprego de técnicas de pavimentação capazes de contribuir com a redução do ruído oriundo das vias de alta velocidade e alto volume de tráfego, que cortam os grandes centros urbanos, traz benefícios econômicos ao poder público, pois poderá reduzir gastos com isolamentos das edificações que apresentam fragilidade acústica de suas fachadas como por exemplo hospitais e repartições públicas de atendimento aos cidadãos, e traz grandes benefícios à saúde da população, além de reduzir o gasto energético devido à possibilidade de se manter as janelas abertas mesmo em moradias próximas a viadutos, autoestradas etc.

Nascimento *et al.* (2005) avaliou o ruído de rodovias e mostra comparações entre o desempenho de diferentes misturas asfálticas quanto a este aspecto. Comentam que misturas asfálticas especiais destinam-se a melhorar o desempenho acústico. Tais misturas podem ser Stone Matrix Asphalt (SMA), Camada Porosa de Atrito (CPA) ou Gap-Graded, feitas com ligantes asfálticos especiais, modificados por polímeros ou por borracha de pneu moído. Descreve como o desempenho acústico dos pavimentos pode ser medido e também o benefício trazido pelo uso de tais misturas asfálticas especiais também quanto a segurança. Foram avaliadas rodovias revestidas com misturas asfálticas densas convencionais, CPA e Gap-Graded. O artigo é bastante rico em dados de diferentes medições e discussões sobre as características das misturas asfálticas. Aconselha-se sua leitura.

Strufaldi *et al.* (2010) faz medições de ruídos gerados pela construção de via urbana de elevado volume de tráfego na região metropolitana de São Paulo e apresenta os resultados obtidos com significativa redução de ruído externo graças à execução de camada de rolamento em CPA, sendo em uma direção com asfalto borracha e na outra com asfalto modificado por polímero e fibras. Graças à execução do CPA nos pavimentos, as barreiras acústicas construídas junto à via, para mitigação de ruído em bairros lindeiros, puderam ser menos altas, com redução de custo para a concessionária responsável pela administração da via.

Callai (2011) mostra que o ruído depende da macrotextura, porém esta deve ser vinculada a uma característica relevante ligada à configuração geométrica e disposição de agregados na superfície (relevo), denominada de macrotextura positiva ou de macrotextura negativa (figura 9.42), sendo que a positiva tende a promover maior ruído, como nos tratamentos superficiais e microrrevestimentos asfálticos, e a macrotextura negativa tende a reduzir o ruído, como no SMA, Gap-graded, entre outros usinados. O CPA, além de ter uma macrotextura negativa, possui vazios interligados que reduzem ainda mais o ruído por absorver parte destas ondas sonoras. Vieira (2014) mostra a concepção de equipamento para a determinação da macrotextura e caracterização se negativa ou positiva por imagens.

Pereira (2019) mediu e analisou os níveis de pressão sonora produzidos por veículos no Campus da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, com foco no ruído produzido pelo tráfego de veículos e comparou ao medido por Ansay (2013). Mostrou que os níveis estão muito

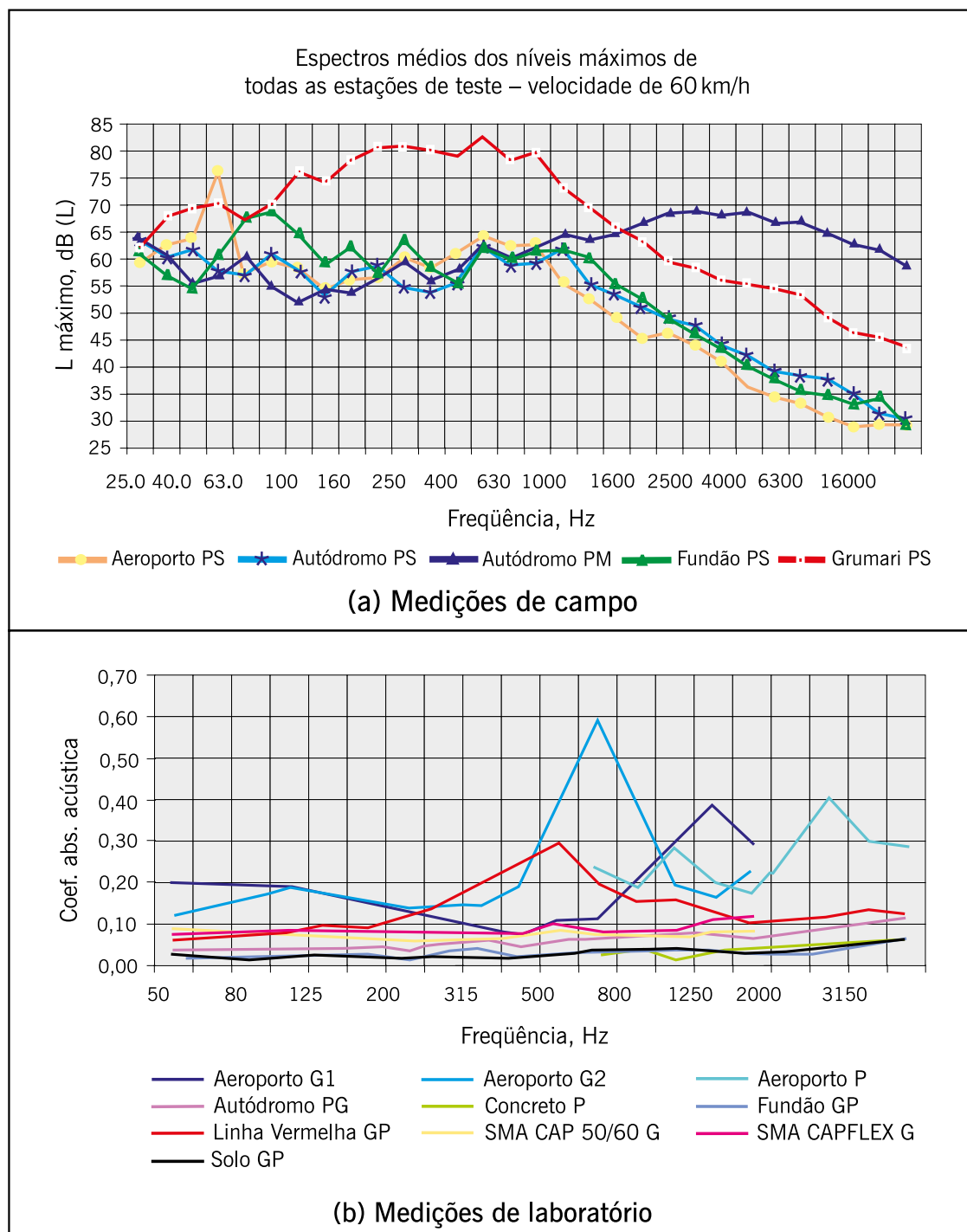
acima do permitido. O tráfego foi de veículos leves, pesados e motocicletas. Utilizou o medidor de nível sonoro Instrutherm DEC 5010. O aparelho possuía protetor contra a influência do vento e possuía opções de seleção para os parâmetros de resposta “lenta” e ponderação na curva “A”, os quais foram definidos e utilizados em todas as medições. Um exemplo das medições realizadas pelo autor está mostrado na figura 9.43. Conclui que a maioria das medidas aponta para pressões sonoras muito acima dos valores permitidos pelas normas brasileiras e pela Organização Mundial de Saúde (OMS).

**Figura 9.40** – Exemplo de arranjos de conjunto de equipamentos para medições de ruído gerado com a contribuição do pavimento (foto: Láo, 2004)



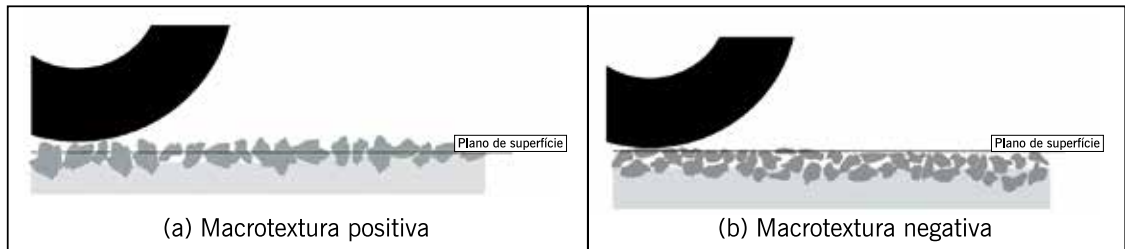
Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 9.41** – Exemplo de resultados obtidos em medições de ruído em campo e em laboratório



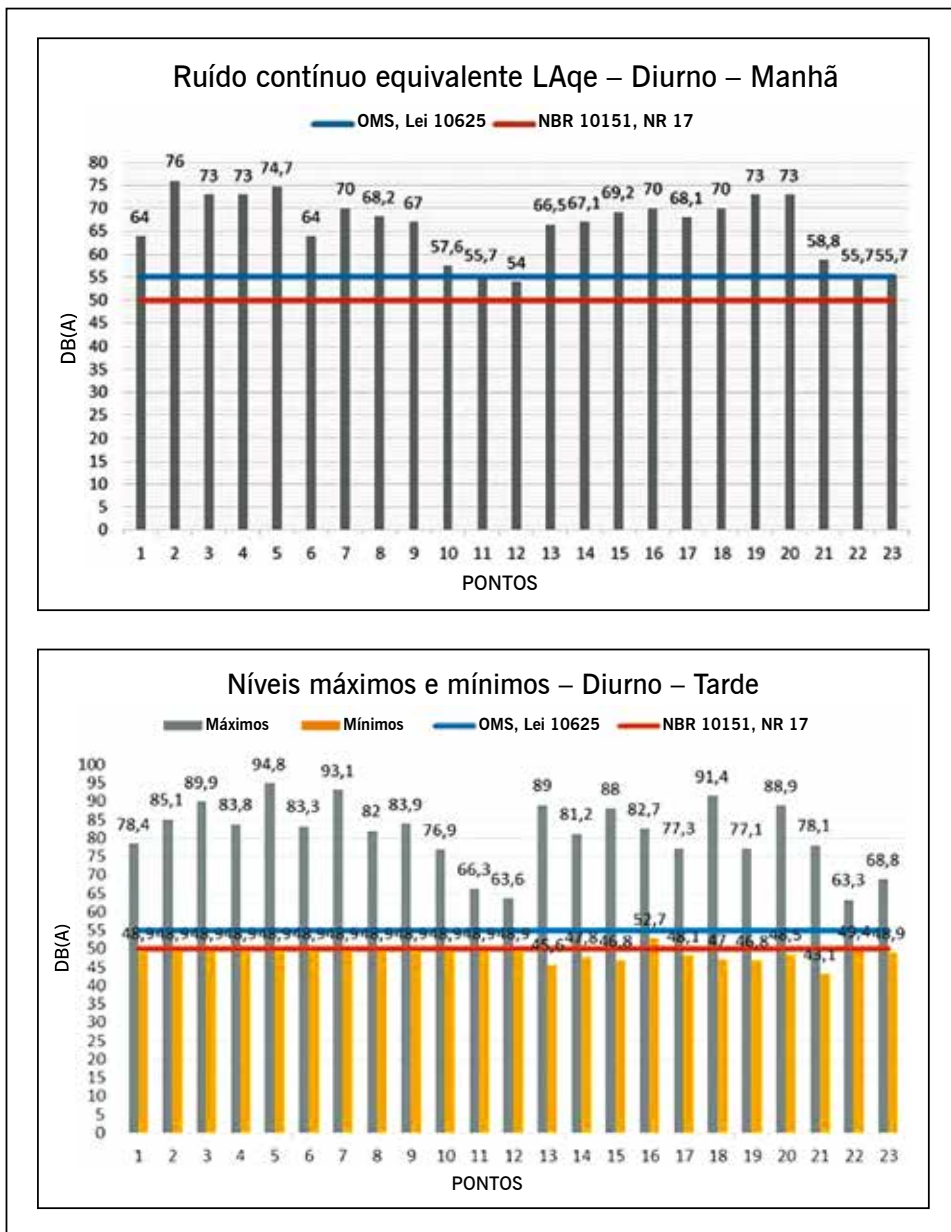
Fonte: Láo, 2004.

**Figura 9.42** – Corte esquemático de pavimentos com a configuração de macrotexturas positiva e negativa



Fonte: Callai, 2011.

**Figura 9.43** – Exemplos de resultados obtidos em medições de ruído feitas por Pereira (2019)



Fonte: Pereira, 2019.

## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *Guide for design of pavement structures*. Washington: AASHTO, 1993.
- ABNT. NBR 10151: *Acústica - Medição e avaliação de níveis de pressão sonora em áreas habitadas*. Rio de Janeiro. 2020.
- \_\_\_\_\_. NBR 10152: *Acústica - Níveis de pressão sonora em ambientes internos a edificações*. Rio de Janeiro. 2020.
- ABPv – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. Informativo técnico sobre avaliação da resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil. *Boletim Técnico*, Rio de Janeiro, n. 18, 1999.
- ALAVI, A. H.; BUTTLAR, W. G. (2018) An overview of smartphone technology for citizen-centered, real-time and scalable civil infrastructure monitoring. *Future Generation Computer Systems*, v. 93, p. 651-672. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.future.2018.10.059>. Acesso em 28 maio 2020.
- ALBUQUERQUE, F. S.; OLIVEIRA, R. F. S. Avaliação de perfil longitudinal de pavimento de concreto de cimento Portland com perfilômetro inercial a laser. *Transportes*, v. 25, n. 1, p.82-92, mar. 2017. DOI 10.14295/transportes.v25i1.1138. Disponível em: <https://www.revistatransportes.org.br/anpet/article/view/1138>.
- ALLESSANDRONI, G.; KLOPFENSTEIN, L.C.; DELPRIORI, S.; DROMEDARI, M. *et al.* Smart-roadsense: collaborative road surface condition monitoring. *International Conference on Mobile Ubiquitous Computing Systems, Services and Technologies*. 2014.
- ALMEIDA, A. F. M.; GONÇALVES, H. B. B.; SILVA, A. P.; OLIVEIRA, F. H. L. Proposta de adaptação do Índice de Gravidade Global para avaliação de Tratamentos Superficiais por Peneiração. In: 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes - Anpet, 2019, Balneário Camboriú. *Anais do 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*. Rio de Janeiro: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2019.
- \_\_\_\_\_; BARROSO, S. H. A.; OLIVEIRA, F. H. L. Verificação do conforto de usuários de veículos de passeio por meio de aplicativo de celular. In: 46ª Reunião Anual de Pavimentação - RAPv e 23º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária - Enacor, 2021, Brasília. p. 564-578. 2021.
- ALMEIDA, L.C. *Aplicativo para smartphone destinado à medição da irregularidade longitudinal em rodovias*. 93 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 2018.
- \_\_\_\_\_; MAIA, A. C. L.; MACEDO, F. E.; OLIVEIRA, S. F. C.; RAMOS, S. P.; OLIVEIRA, F. H. L. Utilização de inferência estatística para avaliação da irregularidade longitudinal em pavimento aeroportuário. In: XVI Encontro de Pós-Graduação e Pesquisa, 2016, Fortaleza. *Anais do XVI Encontro de Pós-Graduação e Pesquisa*. 2016.
- ALMEIDA, L. C.; NOBRE JÚNIOR, E. F.; OLIVEIRA, F. H. L.; RAMOS, S. P. Development of a smartphone application for longitudinal irregularity measurement in flexible pavements. In: *The ISAP 2018 Conference on Asphalt Pavements*. 2018.
- ALMEIDA, L. C.; OLIVEIRA, F. H. L. Analysis of road pavement bearing comfort through data collected by smartphone and serviceability values. *Revista Estudos de Transporte (EDTR)*, v. 22, p. 1-13. 2021.

- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; RAMOS, S. P. . Estudo da condição de superfície em rodovias por meio do uso de aplicativo para smartphone. *Transportes* (Rio de Janeiro), v. 26, p. 70-83. 2018.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; CHAVES, J. W. R. Análise da alteração no valor limite do IRI na qualidade funcional em pistas de pouso e decolagem de aeroportos brasileiros. *Revista Tecnologia (Unifor)*, v. 40, p. 1-11. 2019.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; CHAVES, J. W. R. Análise da alteração no valor limite do IRI na qualidade funcional em pistas de pouso e decolagem de aeroportos brasileiros. *Revista Tecnologia (Unifor)*, v. 40, p. 1-11. 2019.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; CHAVES, J. W. R. Análise da alteração no valor limite do IRI na qualidade funcional em pistas de pouso e decolagem de aeroportos brasileiros. *Revista Tecnologia (Unifor)*, v. 40, p. 1-11. 2019.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. ASTM E 965-15: *Standard test method for measuring pavement macro texture depth using a volumetric technique*. USA. 2019.
- \_\_\_\_\_. ASTM International. D5340 - 12 *Standard Test Method for Airport Pavement Condition Index Surveys*. West Conshohocken, Pennsylvania (PA), United States. 2012. 4p.
- \_\_\_\_\_. ASTM E1960 – 07 *Standard Practice for Calculating International Friction Index of a Pavement Surface*. 2015.
- \_\_\_\_\_. (ASTM), E2380: *Standard Test Method for Measuring Pavement Texture Drainage Using an Outflow Meter*. ASTM International, Pennsylvania, United States. 2019.
- \_\_\_\_\_. ASTM E 303-93 (2018): *Standard test method for measuring surface frictional properties using the British Pendulum tester*. USA. 2018.
- \_\_\_\_\_. ASTM E-1960-07 (2015): *Standard practice for calculating international friction index of a pavement surface*. USA. 2015.
- \_\_\_\_\_. ASTM E-1155: *Standard Test Method for determining FF floor flatness and FL floor levelness*. 2020. (DIPSTIK).
- \_\_\_\_\_. ASTM E1926-08 *Standard Practice for Computing International Roughness Index of Roads from Longitudinal Profile Measurements*. American Society of Testing and Materials, USA. 2021.
- \_\_\_\_\_. ASTM E950M-09 *Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer Establishes Inertial Profiling Reference*. American Society of Testing and Materials, USA. 2018.
- \_\_\_\_\_. ASTM E965 - 15 *Standard Test Method for Measuring Pavement Macrottexture Depth Using a Volumetric Technique*. 2019.
- \_\_\_\_\_. ASTM E1274-2018 *Standard test method for measuring pavements roughness using a Profilograph*. American Society of Testing and Materials, USA. 2018.
- \_\_\_\_\_. ASTM E2955-13 *Standard Practice for Simulating Profilograph Response to Longitudinal Profiles of Traveled Surfaces*. American Society of Testing and Materials, USA. 2019.
- \_\_\_\_\_. ASTM E950-98 *Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer Establishes Inertial Profiling Reference*. American Society of Testing and Materials, USA. 1996.
- ANAC – AGÊNCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL *Instrução Suplementar - IS nº 153.203-001 REVISÃO A. Avaliação da condição funcional do pavimento*. 2020.



- \_\_\_\_\_, *Instrução Suplementar - IS nº 153.205-001 REVISÃO B*. Monitoramento da irregularidade longitudinal, atrito e macrotextura do pavimento da pista pouso e decolagem. 2020.
- ANDRADE, F. C. *Elaboração de um Mapa Acústico para a Região Central da Cidade de Curitiba e Principais Vias de Acesso ao Centro da Cidade*. 108 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba. 2012.
- ANSAY, S. S. *Estudo da Poluição Sonora Através do Mapa de Ruído na Implantação do Novo Campus Universitário da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR*. 136 f. Dissertação (Mestrado) Curso de Pós-graduação em Engenharia Ambiental, Setor de Tecnologia – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba. 2013.
- APS, M. *Classificação da aderência pneu-pavimento pelo índice combinado IFI/Internacional Friction Index para revestimentos asfálticos*. 179 f. Tese de Doutorado – Curso de Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2006.
- \_\_\_\_\_; BERNUCCI, L. L. B.; COSTA, A. L.; QUINTANILHA, J. A.; MACHADO FILHO, P. R. Aderência pneu-pavimento obtida por meio de ensaios de macro e microtextura e em provas de frenagem com veículos comerciais. *Revista Estradas*, n. 05, p. 31-37. 2003.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. FABRÍCIO, J.M.; FABRÍCIO, J.V.F. Classificação da aderência pneu-pavimento por meio de um índice combinado de macro e microtextura. In: Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 9. Natal. 1 CD-ROM, p. 84-91. 2004.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. MOURA, E. Determinação do IFI – International Friction Index por intermédio de aparelhagem portátil. In: Encontro de Asfalto, 17, 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP. 2004a.
- \_\_\_\_\_; RODRIGUES FILHO, O.S.; BERNUCCI, L.L.B.; QUINTANILHA, J.A. Avaliação de superfícies antiderrapantes de pavimentos aeroportuários. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 17, 2003. Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Anpet, v. 1, p. 286-97. 2003.
- AQUINO, T. S. A.; NORONHA, F. A. A.; SILVA, W. B. C.; OLIVEIRA, F. H. L. Avaliação funcional e operacional de rodovias federais brasileiras. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará. 2018.
- ARTERIS. ARTERIS ET 008- Medição da Irregularidade Longitudinal de Pavimentos com Equipamento Merlin. 2017.
- \_\_\_\_\_. ARTERIS E 965-16 - Medição da profundidade da macrotextura de pavimentos utilizando técnica volumétrica. 2016.
- ASTARITA, V. et al. A Mobile Application for Road Surface Quality Control: UNIquALroad. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 54, 2012. *Anais...*: EWGT 2012 - 15th Meeting of the EURO Working Group on Transportation. Out 2012.
- BALBO, J.T. *Pavimentos asfálticos. Patologias e manutenção*. São Paulo: Plêiade Editora. 1997.
- BARBOSA, N. A. S.; LIMA, H. M.; COSTA, K. A.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise comparativa do método de dimensionamento de pavimentos asfálticos rodoviários empírico do DNIT e do método empírico mecanístico utilizando o software Medina. In: *XX Congresso Ibero Latinoamericano del Asfalto - XX CILA*, 2019, Guadalajara. Memorias del XX Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto. Ciudad de México: Asociación Mexicana del Asfalto, v. 1. p. 1735-1746. 2019.

- BARELLA, R.M. *Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais*. 362 f. Tese de Doutorado em Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2008.
- \_\_\_\_\_; MASSARA FILHO, S. O.; BALBO, J. T. *Irregularidade longitudinal de pavimentos: Sensibilidade de Perfis, correlação entre QI E IRI e comparação de equipamentos*. São Paulo, Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, 2005. 12p.
- BENEVIDES, S. A. S. *Modelos de desempenho de pavimentos asfálticos para um sistema de gestão de rodovias estaduais do Ceará*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. Comparação dos valores de irregularidade longitudinal medidos com o perfilômetro a laser com variação do arranjo das posições dos sensores. *Transportes*, v. XVIII, n. 2, p. 72-80. 2010. DOI: 10.14295/transportes.v18i2.426.
- BEZERRA FILHO, C. I. F.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise da correlação entre a macrotextura e o coeficiente de atrito em pavimentos aeroportuários. In: XXVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Belém/PA. *Anais...* 2013.
- BIDGOLI, M. R; GOLROOA, A.; NADJAR, H. S.; RASHIDABADB, A. G.; GANJIA, M. R. Road roughness measurement using a cost-effective sensor-based monitoring system. *Automation in Construction*, v. 104, n. 1, p. 140-152. 2019.
- BISCONSINI, D. R. *Avaliação da irregularidade longitudinal dos pavimentos com dados coletados or smartphones*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2016. 176p.
- \_\_\_\_\_. *Monitoramento da condição funcional de pavimentos com dados de smartphones*. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Universidade de São Paulo. 2020.
- \_\_\_\_\_; LOUREIRO, J.; FERNANDES JR, J. L. Análise da Influência de Fatores Relacionados ao Uso de Smartphones para a Avaliação da Irregularidade Longitudinal de Pavimentos. In: 33 ANPET, Camboriú/SC. 2019.
- \_\_\_\_\_; NUNEZ, J. Y. M.; NICOLETTI, R.; FERNANDES JÚNIOR, J. L. Considerações sobre o uso de smartphones para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos. *Anais eletrônicos do XXX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET*, p. 356-366, Rio de Janeiro. 2016.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Pavement Roughness Evaluation with Smartphones. *International Journal of Science and Engineering Investigations*, V.7, Issue 72. ISSN: 2251-8843, Paper ID: 77218-07. 2018.
- BOSSO, M. *Uso da tecnologia Weigh-in-Motion para a caracterização do tráfego rodoviário e do excesso de carga em veículos comerciais*. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.
- BOTTURA, E.J. *Contribuição para o estudo da calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade rodoviária tipo resposta*. 316 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1998.
- BRANDÃO, P. C.; VASCONCELOS FILHO, R. K. A.; OLIVEIRA, F. H. L.; AGUIAR, M. F. P. *Diagnóstico das condições de macrotextura e coeficiente de atrito no Aeroporto Internacional de Fortaleza. Conexões: Ciência e Tecnologia*, v. 9, p. 41-50. 2015.

- BRAÚNA, I. M. G. Estudo sobre o uso de smartphones na estimativa do índice de irregularidade longitudinal dos pavimentos. TCC. UFC. Campus de Russas. 2020.
- BROSSEAUD, Y. Propriedades das superfícies dos pavimentos em relação à segurança e ao conforto dos usuários. In: 18º Encontro do Asfalto. *Anais...* Rio de Janeiro. Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. Rio de Janeiro. 2006.
- BUCHARLES, L. G. E. Critério para avaliação pericial da macro e microtextura de pavimento asfáltico em local de acidente de trânsito. 171 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2014.
- BUTTLAR, W. G. et al. Measurement of pavement roughness using android-based smartphone application. *Transportation Research Record*, v. 2457, n. 1, p. 30-38. 2014.
- \_\_\_\_\_; ISLAM, S. Effect of pavement roughness on user costs. *Transportation Research Record*, v. 2285, n. 1, p. 47-55. 2012.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Measurement of pavement roughness using an Android-based smartphone application. Transportation Research Board 93rd Annual Meeting, Washington D. C., v. 2457, n. 1, p. 30-38, jan 2014.
- CAICEDO, B.; MURILLO, C.A.; TRISTANCHO, J.A. Medida perfil longitudinal de um pavimento mediante navegación inercial. XIV Simpósio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos. Popayán. Colômbia. 2003.
- CALIFORNIA TEST 526 Method of Test for Operation of California Highway Profilograph and Evaluation of Profiles. Department of Transportation Division of Engineering Services, USA. 2012.
- CALLAI, S.C. *Estudo do ruído causado pelo tráfego de veículos em rodovias com diferentes tipos de revestimentos de pavimentos*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2011.
- CAMPOS, A. C. R. *Métodos de previsão de desempenho de irregularidade longitudinal para pavimentos asfálticos: aplicação e proposição de critérios de ajuste*. Dissertação (Mestrado em Transportes) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil Arquitetura e Urbanismo, Campinas. 2004.
- CAREY JR., W.N.; HUCKINS, H.C.; LEATHERS, R.C. Slope variance as a measure of roughness and the Chloe profilometer. *Highway Research Board Special Report*, n. 73. 1962.
- CAREY JR., W.N.; IRICK, P.E. The pavement serviceability-performance concept. *HRB Bulletin*, n. 250, p. 40-58. 1960. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/1284779>.
- CARVALHO, F. S. *Análise da textura superficial de pavimentos asfálticos e sua influência na ocorrência de acidentes de tráfego rodoviário em condição de pista molhada*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2019.
- CASTRO, C. C. O. *Análise comparativa entre os métodos ACN/PCN e ACR/PCR para classificação de resistência de pavimentos flexíveis aeroportuários*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará. 2021.
- CASTRO, C. C. O.; SOUSA, E. S.; OLIVEIRA, V. C.; ALMEIDA, L. C.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise das condições de superfície do pavimento por meio do VSA e do IRI obtido com o aplicativo SmartIRI: estudo de caso aplicado à Rodovia CE-401. In: 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – ANPET. 2019.

- CAVALCANTE, D. B.; BORTOLI, F. S.; FRAJUÇA, C. Uso de telefones inteligentes e acelerômetros MENS como ferramenta para detecção de irregularidades longitudinais em pavimentos viários. *POSGERE – Pós-Graduação em Revista/UFSP*, POSGERE (ISSN 2526-4982), v. 1, n. 4, p. 26-38 Número Especial Automação, set 2017.
- CHATTI, K.; ZAABAR, I. Estimating vehicle operating costs caused by pavement surface conditions. *Transportation Research Record. Journal of the TRB*. No. 2455. Transportation Research Board of The National Academies. Washington. D.C. pp. 63-75. 2014.
- CHATTI, K.; ZAABAR, I. Estimating the effects of pavement condition on vehicle operating costs. *Transportation Research Record. Journal of the TRB*. No. 2285. Transportation Research Board of The National Academies. Washington. D.C. pp. 47-55. 2012.
- CRONEY, D. *The design and performance of road pavements*. London: Her Majesty's Stationery Office, 1977.
- CUBAR, A. S.; DALLA ROZA, A. E. Análise temporal da macrotextura em pavimentos urbanos em revestimento TSD com capa selante no município de Sinop - MT. 8p. Artigo (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Estado de Mato Grosso, Sinop - MT. 2015.
- CUNDILL, M.A. The MERLIN low-cost road roughness measuring machine. *Research Report*, n. 301. 1991.
- DAER (RS) IS-112/13. Instrução de Serviço para Estudos e Projetos do CREMA. 2013.
- DEINFRA. DER-Goiás. Instrução de Projetos Rodoviários IP-06 GOINFRA – LVC. IP-06 GOINFRA – Levantamento Visual Contínuo – LVC. 2018.
- DEL ROSARIO, M. B.; REDMOND, S. J.; LOVELL, N. H. Tracking the evolution of smartphone sensing for monitoring human movement. *SENSORS*. Vol. 15. No 8 pp18901-18933. 2015. Disponível em: <http://dx.doi.org/103390s150818901>.
- DER/SP. IC – RP-000/002. Diretrizes e procedimentos para serviços de conservação especial incluindo a identificação de defeitos e definições de soluções para restauração de pavimentos rodoviários e da sinalização horizontal. 2013.
- DEY, S.; ROY, N. XU, W.; CHOUDHURY, R.R.; NELAKUDITI, S. AccelPRINT: imperfections of accelerometers make smartphones trackable. Briefing papers UCAM- CL- TR-696. University of Illinois and University of South Carolina. 2014.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Método do Nível e Mira para Calibração de Sistemas Medidores de Irregularidade Tipo Resposta. DNER-ES 173/86. Ministério dos Transportes. 1986.
- \_\_\_\_\_. DNER-PRO 182/94. Medição da irregularidade de superfície de pavimento com sistemas – Procedimento. Ministério dos Transportes. 1994.
- \_\_\_\_\_. Manutenção de Sistemas Medidores de Irregularidade Longitudinal de DNER-PRO 182/94. Superfície de Pavimento – Integrador IPR/USP e Maysmeter. 1994.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ES 173/86: método de nível e mira para a calibração de sistemas medidores de irregularidades tipo resposta. Rio de Janeiro. 1986.
- \_\_\_\_\_. DNER-PRO 08/94: avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos: procedimento. Rio de Janeiro. 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-PRO 164/94: calibração e controle de sistemas de medidores de irregularidade de superfície de pavimento (sistemas IPR/USP e Maysmeter). Rio de Janeiro. 1994a.

- \_\_\_\_\_. DNER-PRO 182/94: medição da irregularidade de superfície de pavimento com sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter. Rio de Janeiro. 1994b.
- \_\_\_\_\_. DNER-PRO 229/94: manutenção de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento: integrador IPR/USP e Maysmeter. Rio de Janeiro. 1994c.
- \_\_\_\_\_. DNER-PRO 164/94. Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro. 1994a.
- DNER – ES 173/86. Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro. 1986.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Relatório dos Levantamentos Funcionais das Rodovias Federais. Brasília-DF. 2013.
- \_\_\_\_\_. Manual de restauração de pavimentos asfálticos. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, (IPR. Publ., 720). 2006.
- \_\_\_\_\_. Instrução de Serviço/DG nº 13. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro. 2013.
- \_\_\_\_\_. Manual de gerência de pavimentos. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação 745, Rio de Janeiro. 2011.
- \_\_\_\_\_. Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos - Procedimento. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro. 2003.
- \_\_\_\_\_. DNIT 005-TER: defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos: terminologia. Rio de Janeiro. 2003a.
- \_\_\_\_\_. DNIT 006-PRO: avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos: procedimento. Rio de Janeiro. 2003b.
- \_\_\_\_\_. DNIT 007-PRO: levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semirrígidos para gerência de pavimentos e estudos de projetos: procedimento. Rio de Janeiro. 2003c.
- \_\_\_\_\_. DNIT 009-PRO: avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos: procedimento. Rio de Janeiro. 2003d.
- \_\_\_\_\_. DNIT 049/2013 - ES: Execução de Pavimento Rígido com Equipamento de Fôrma-Deslizante. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro. 2013.
- \_\_\_\_\_. Instrução de Serviço/DG nº 13. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro. 2013.
- \_\_\_\_\_. Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro. 2006.
- \_\_\_\_\_. Manual de Gerência de Pavimentos. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro. 2011.
- DOMINGUES, V. P. *Avaliação da macrotextura de pavimentos flexíveis no município de Barra do Garças - MT.* 57 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Mato Grosso, Barra do Garças/MT. 2018.
- DOUANGPHACHANH, V. *The Development of a Simple Method for Network-wide Road Surface Roughness Condition Estimation and Monitoring Using Smartphone Sensors.* 2014. Tese de Doutorado, Tokyo Metropolitan University. Tóquio, Japão. 2014.
- \_\_\_\_\_. *The Development of a Simple Method for Network-wide Road Surface Roughness Condition Estimation and Monitoring Using Smartphone Sensors.* Tese de Doutorado, Tokyo Metropolitan University. Tokyo, Japan, 2014.

- \_\_\_\_\_, ONEYAMA, H. A study on the use of smartphones under realistic settings to estimate road roughness condition. *EURASIP: Journal on Wireless Communications and Networking*, v. 114, 1-11. 2014. DOI:10.1186/1687-1499-2014-114.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Using Smartphones to estimate road pavement condition. International Symposium for next generation Infrastructure*. Wollongong. Australia. 2013.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Estimation of road roughness condition from smartphones under realistic settings. *Proceeding of the 13th International Conference on ITS Telecommunications (ITST)*, p. 433-439. 2014.
- DU, Y; LIU, C; WU, D; JIANG, S. Measurement of International Roughness Index by Using Axis Accelerometers and GPS. *Mathematical Problems in Engineering*, p.1-10. 2014. DOI: 10.1155/2014/928980.
- DUARTE, R. I. M.; SOUSA, E. S.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise comparativa da irregularidade longitudinal por faixas de tráfego obtida por aplicativo para smartphones. *Revista de Engenharia Civil IMED*, v. 6, p. 170-185. 2019.
- DURÁN, J. B. C. *Avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos aeroportuários através da resposta dinâmica das aeronaves*. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Universidade de São Paulo. 2019.
- \_\_\_\_\_. *Avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos aeroportuários através da resposta dinâmica das aeronaves*. Exame de qualificação (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos/SP. 2017.
- EICHEVERRIA, J. A. S. *Avaliação do efeito de restaurações com fresagem e recapeamento nas condições funcional e estrutural de pavimentos com volume de tráfego médio*. 157p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2011.
- FARIAS, R.R.C. *Estudo de aderência pneu-pavimento em revestimentos asfálticos: análise da efetividade "antes e depois" para redução de acidentes pelo método Highway Safety Manual (HSM)*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2022.
- FEITOSA, L. A.; LIMA NETO, P. S.; SANTOS, F. H. D.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise exploratória do desempenho do coeficiente de atrito em pavimento aeroportuário. In: XVII Simpósio de Transporte Aéreo - XVII SITRAER, 2018, São Paulo. Anais do XVII SITRAER, 2018.
- FERNANDES JR., J.L.; BARBOSA, R.E. Estimativa das cargas dinâmicas dos veículos rodoviários que atuam sobre os pavimentos e pontes. *Transportes*, São Paulo, v. 8, n. 2, p. 32-50. 2000.
- FERNANDES, P. G. P. S.; CARVALHO, P. H. F. C.; NOBRE JÚNIOR, E. F.; OLIVEIRA, F. H. L. Avaliação das condições de superfície de pavimentos rodoviários por meio do VSA e do IRI obtido por aplicativo para smartphones. In: 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes - 32º ANPET, Gramado/RS. 2018.
- FERREIRA, P. N. *Avaliação da macrotextura de trechos pavimentados de rodovias estaduais situadas na região insular do município de Florianópolis*. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 2002.

- FERREIRA, R. T. L.; GUERRA, K. B. F.; MOURA, C. A. M. Avaliação da drenabilidade de pavimentos asfálticos em Barra do Garças, Mato Grosso, Brasil. *Revista de Engenharia Civil IMED*. Passo Fundo, vol. 7, n. 1, p. 150-163, jan-jun 2020. ISSN 2358-6508. Disponível em: <https://doi.org/10.18256/2358-6508.2020.v7i1.3555>.
- FHWA. FHWA-HRT-21-041: Present Serviceability Rating Computation from Reported Distresses. 2021. Disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/21041/index.cfm>.
- \_\_\_\_\_. PSR Computation Workbook version 1.0. FHWA, Washington, DC. 2020. Disponível em: <https://highways.dot.gov/research/publications/infrastructure/pavements/psr>
- FORSLOF, L. Roadroid: continuous road condition monitoring with smart phones. IRF 17<sup>TH</sup> World Meeting and Exhibition. Riyadh. Saudi Arabia. 2013.
- FRAJUCA, C. Uso de telefones inteligentes e acelerômetros Mens como ferramenta para detecção de irregularidades longitudinais em pavimentos viários. *POSGERE*, v. 1, n. 4, p. 26-38. 2017.
- FRANCO, M. L. O. *Estudo do efeito de intervenções sobre o comportamento de pavimentos de um grupo de rodovias do estado do Paraná*. 184 p. Dissertação (Mestrado) Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2004.
- GEIPOT – GRUPO EXECUTIVO DE INTEGRAÇÃO DA POLÍTICA DE TRANSPORTES. *Pesquisa sobre inter-relacionamento dos custos de construção, conservação e utilização de rodovias*. Relatório Final. Brasília: Ministério dos Transportes. 1981.
- GILLESPIE, T. D. Everything you always wanted to know about the IRI, but were afraid ask!. Road Profiler user group meeting. Lincoln. 1992.
- \_\_\_\_\_; PATERSON, W. D. O.; SAYERS, M. W. Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurements. *World Bank Technical Paper*, Washington D.C., Number 46, p.87. 1986. Disponível em: <http://www.roadroid.com/common/References/IRF>.
- \_\_\_\_\_; SAYERS, M.W.; SEGEL, L. Calibration and correlation of response-type road roughness measuring systems. *National Cooperative Highway Research Program Report*, Washington, n. 228, 1980. 88p.
- GOINFRA IT - 003/2019 – Recebimento de obras. 2019.
- GONÇALVES, H. B. B. *Desenvolvimento de banco de dados para condições de aderência em pavimentos aeroportuários*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará. 2021.
- \_\_\_\_\_; OLIVEIRA, F. H. L.; QUARIGUASI, J. B. F.; AGUIAR, M. P. Estudo das equações de correlação entre IP e IRI desenvolvidas pela FHWA em pavimento rígido localizado no estado do Ceará. 21ª RPU – REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA São Paulo/SP – Transamérica Expo – 12-13 set 2018.
- GONZÁLEZ, A. *et al.* The use of vehicle acceleration measurements to estimate road roughness. *Vehicle System Dynamics*, v. 46, n. 6, p. 483-499. 2008.
- GUEDES, K. G.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise comparativa entre índices de medida de conforto ao rolamento no anel viário de Fortaleza. *REVISTA TECNOLOGIA – UNIFOR*, v. 39, p. 1-10. 2018.

- GUNTZEL, A.; DALLA ROZA, A. E. Análise temporal da drenabilidade em pavimentos urbanos em revestimento TSD com capa selante no município de Sinop - MT. 9 p. Artigo (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Estado de Mato Grosso, Sinop/MT. 2015.
- HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. *Modern pavement management*. Florida: Krieger Publishing Company. 1994.
- HANSON, T. R.; CAMERON, C. Can a smartphone collect IRI data? Conference and Exhibition of the Transportation Association of Canada – Transportation: Innovations and Opportunities Prediction, NB, Canada. 2012.
- \_\_\_\_\_; CAMERON, C.; HILDEBRAND, E. Evaluation of low-cost consumer-level mobile phone technology for measuring international Roughness index (IRI) values. *Canadian Journal of Civil Engineering*, p. 819-827. Doi:10.1139/cjce-2014-0183. Canada. 2014.
- HANSON, T.; CAMERON, C.; HILDEBRAND, E. Evaluation of low-cost consumer-level mobile phone technology for measuring international roughness index (IRI) values. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 41, n. 9, p. 819-827. 2014.
- HENRY, J. Evaluation of pavement friction characteristics. A synthesis of highway practice. *NCHRP Synthesis*, Washington, n. 291. 2000.
- HIRPAHUANCA, D. L. *Determinación y Comparación de la Regularidad Superficial del Pavimento de la Carretera Cusco-Urcos, Usando Teléfonos Inteligentes y el Rugosímetro de MERLIN*. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidad Andina del Cusco. 2016.
- INAC. Manual sobre Condição Funcional: Atrito, textura, irregularidade e limpeza. Instituto Nacional de Aviação Civil. Lisboa, Portugal. 2013. Disponível em: <http://www.inac.pt/vPT/Generico/AerodromosPistasUL/manuais/Paginas/manuais.aspx>
- ISLAM, S., BUTTLAR, W., ALDUNATE, R., VAVRIK, W. Measurement of Pavement Roughness Using Android-Based Smartphone Application. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 2457, 30-38. 2014. DOI: 10.3141/2457-04.
- KARAMIHAS, S.M. SAYERS, M.W. *The Little Book of Profiling. Basis information about measuring an interpreting road profiles*. The Regent of the University of Michigan. 1998.
- KERALI, Henry GR; ODOKI, J. B.; STANNARD, E. Overview of HDM-4. *The Highway Development and Management Series*, v. 4. 2000.
- KERN, C. *Análise de desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul – a avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático*. 167p. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2017.
- LÁO, V.L.E.S.T. *Estudo comparativo do desempenho acústico de diferentes tipos de revestimento dos pavimentos*. 270 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L.M.G. Verificação do desempenho acústico de alguns tipos de revestimentos de pavimento empregados nos logradouros da cidade do Rio de Janeiro. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35. 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2004. CD-ROM.
- LERCH, R. L. *Previsão de irregularidade pós-recapê em rodovias do RS: ajuste do modelo HDM-4*. 108p. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2002.



- LIMA, A. C.; DALLA RIVA, R. D. Estudo da correlação entre os ensaios de mancha de areia e drenabilidade em pavimentos urbanos do município de Sinop - MT. 10 p. Artigo (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Estado de Mato Grosso, Sinop/MT. 2014.
- LINHARES, G.R. *Redução de acidentes rodoviários por derrapagem com emprego de Tratamento Superficial Duplo com Asfalto Modificado por Borracha*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2021.
- LIRA, M. N.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise de sensibilidade do software FAARFIELD nos resultados de vida útil de pavimentos aeroportuários. In: XVIII Air Transportation Symposium - XVIII SITRAER, Brasília, p. 47-56. 2019.
- LOBATTO, R. Notas de aula. Disponível na internet. Consultado em outubro 2021.
- LU, X. P. Effects of Road Roughness on Vehicular Rolling Resistance: Measuring Road Roughness and Its Effects on User Cost and Comfort. ASTM Special Technical Publication 884, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa., pp. 143-161. 1985.
- MAGALHAES, L. M.; BISCONSINI, D. R.; DURAN, J. B. C.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise de correlação entre índices de irregularidade longitudinal e respostas dinâmicas em aeronaves. In: 46ª Reunião Anual de Pavimentação - RAPv e 23º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária – ENACOR. Brasília. v. Único. p. 380-393. 2021.
- MAIA, A. O.; BARROSO, S. H. A. ; OLIVEIRA, F. H. L. . Análise do banco de dados de parâmetros funcionais e estruturais de pavimentos aeroportuários: estudo de caso de um aeroporto brasileiro. In: 46ª Reunião Anual de Pavimentação – RAPv e 23º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária – ENACOR, Brasília, v. Único. p. 313-326. 2021.
- MARTINS VAZ, I.C.; ANTUNES, L.N.; GHISI, E.; THIVES, L.P. Permeable Pavements as a Means to Save Water in Buildings: State of the Art in Brazil. Sci 3, 36. 2021, Disponível em: <https://doi.org/10.3390/sci3040036>.
- MATTOS, J. R. G. *Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendências de desempenho para a rodovia BR-290/RS*. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS. 2009.
- \_\_\_\_\_; SPECHT, L. P.; NUÑÉZ, W. P. Avaliação das condições de aderência pneu-pavimento na rodovia BR 290/RS. In: Congresso de Infraestrutura de Transportes, 4., 2010. [São Paulo, BR].
- \_\_\_\_\_. *Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS - A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul*. 253p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2014.
- MESQUITA JUNIOR, G. S.; MAIA, R. S.; SOUSA, E. S.; CASTRO, C. C. O.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise de sensibilidade do software FAARFIELD no dimensionamento de pavimentos aeroportuários. In: XVIII Air Transportation Symposium - XVIII SITRAER, 2019, Brasília. UnB, p. 309-318. 2019.
- MOHAN, P.; PADMANABHAN, V. N.; RAMJEE, R. NERICELL: Rich Monitoring of Road and Traffic Conditions Using Mobile Smartphones. Proceedings of the 6th ACM Conference on Embedded Network Sensor Systems, 2008. *Anais...: SenSys '08*. Nova Iorque, 2008.
- MOLZ, C.; ROMEIRO JR, C. L. S; BRITO, L. A. T. et al. A influência da irregularidade dos pavimentos nos custos totais de transportes: estudo de caso de uma rodovia do RS. 34º ANPET. 2020.

- MOMM, L. *Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico*. 256p. Tese (Doutorado em Engenharia) – EP/USP, São Paulo. 1998.
- MOREIRA, F. S.; CHAVES, J. W. R.; ALMEIDA, L. C. A importância da calibração para aplicativos de smartphone na medição da irregularidade longitudinal em pavimentos rodoviários. 34º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, 16 a 21 de novembro de 2020.
- MOURA, E; BERNUCCI, L. L. B.; FERREIRA, P. N. Estudo do efeito da variação da granulometria da areia na determinação da macrotextura de pavimentos. In: 35ª Reunião Anual de Pavimentação. *Anais...* Rio de Janeiro. 2004.
- MTC. *Pavement Condition Index Distress Identification Manual for Flexible Pavements*. 4 ed. Metropolitan Transportation Commission, Oakland, CA. 2016.
- MÚČKA, P. International Roughness Index specifications around the world. *Road Materials and Pavement Design*, v. 18, n. 4, p. 929-965, 2017.
- MULITERNO, B. K.; MULITERNO Jr. F.; PRAVIA, Z. M. C. Avaliação da irregularidade longitudinal do pavimento sobre pontes usando acelerações medidas por smartphones. *Transportes*. V. 27 | N. 2| 2019. TRANSPORTES | ISSN: 2237-1346 183. DOI:10.14295/transportes.v27i2.1686.
- NAGEM, M. P. *Mapeamento e análise do ruído ambiental: diretrizes e metodologia*. 133 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas. Campinas/SP. 2004.
- NAKAHARA, S. M.; L. e BALBO, J. T. (2006) Desenvolvimento de modelos de previsão de irregularidade através da análise de medidas repetidas. *Anais do XX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*. Rio de Janeiro: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, v. II. p. 1329-1340. 2006.
- NASCIMENTO, L.A.H.; LEITE, L.F.M.; LÁO, V.L.E.S.T.; JESUS, G.F. Pavimentos silenciosos. In: Reunião Anual de Pavimentação, 36, Curitiba. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2005. CD-ROM.
- OLIVEIRA, F. H. L. *Proposição de Estratégias de Manutenção de Pavimentos Aeroportuários Baseadas na Macrotextura e no Atrito: Estudo de Caso do Aeroporto Internacional de Fortaleza*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes – Universidade Federal do Ceará. Fortaleza/CE. 2009.
- \_\_\_\_\_; NOBRE JÚNIOR, E. F. Acúmulo e remoção de borracha em pavimentos asfálticos do Aeroporto Internacional Pinto Martins. In: XXIII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes – ANPET. Novembro 2009. Vitória/ES. 2009.
- \_\_\_\_\_; ALMEIDA, L. C. ; RAMOS, S. P. Estudo do comportamento da aderência e do conforto ao rolamento em pistas de pouso e decolagem. *Transportes (Rio de Janeiro)*, v. 24, p. 27. 2016.
- \_\_\_\_\_; ALMEIDA, L. C.; RAMOS, S. P. ; CHAVES, F. J. Estudo da condição da superfície em rodovias do estado do Ceará com o uso de smartphone. In: XIX Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto - XIX CILA, 2017, Medellín. XIX CILA. 2017.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Análise da resistência dos pavimentos do Aeroporto Internacional de Fortaleza através do Método ACN/PCN. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço - SINAPRE, 2009, Fortaleza. Anais do IV SINAPRE. 2009.

- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. Proposição de estratégias de manutenção de pavimentos aeroportuários baseadas na macrot textura e no atrito: estudo de caso do Aeroporto Internacional de Fortaleza. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço - SINAPRE, 2009, Fortaleza. Anais do IV SINAPRE. 2009.
- \_\_\_\_\_; RAMOS, S. P.; ALMEIDA, L. C.; AGUIAR, M. F. P. Análise da profundidade média da macrot textura e coeficiente de atrito dos pavimentos aeroportuários. In: 44ª Reunião Anual de Pavimentação. RAPv, Foz do Iguaçu. ABPv. 2015.
- OLIVEIRA, M. S., AZEVEDO, C.; OLIVEIRA, F. H. L. Avaliação da irregularidade superficial da pista de pouso e decolagem de um aeródromo militar por meio do método nível e mira. SITRAER. 2018.
- \_\_\_\_\_; PEREIRA, C. A.; OLIVEIRA, F. H. L. Avaliação da irregularidade superficial da pista de pouso e decolagem de um aeródromo militar por meio do método nível e mira. In: XVII Simpósio de Transporte Aéreo – XVII SITRAER, São Paulo. 2018.
- OLIVEIRA, R. F. S.; ALBUQUERQUE, F. S. Avaliação de perfil longitudinal de pavimento de concreto de cimento Portland com perfilômetro inercial a laser. *Transportes* v. 25, n. 1. 2017. ISSN: 2237-1346 (online). DOI:10.14295/transportes.v25i1.1138.
- OZER, E. FENG, M. Direction-sensitive smart monitoring of structures using heterogeneous smartphone sensor data and coordinate system transformation. *Smart Materials and Structures*, v. 26, n 4, p. 1-27. 2014. Disponível em: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1361-665X/aa6298/meta>.
- PATERSON, W. D. O. *Road deterioration and maintenance effects: models for planning and management. The highway design and maintenance standard series*. The World Bank. Washington. 1987.
- \_\_\_\_\_. International roughness index: relationship to other measures of roughness and riding quality. *Transportation Research Record*. n.1084: Washington, 1986. Disponível em: <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1986/1084/1084-007.pdf>
- PEREIRA, C. A. *Análise da aderência pneu-pavimento em rodovias do estado de Pernambuco e da Paraíba com elevado índice de acidentes*. 211 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife/PE. 2010.
- PEREIRA, K. F. Avaliação do ruído do tráfego no entorno da sede Ecoville da Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Monografia de Especialização. Engenharia de Segurança do Trabalho, do Departamento Acadêmico de Construção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná. 2019.
- PERROTTA, F., PARRY, T., NEVES, L. C., BUCKLAND, T., BENBOW, E.; MESGARPOUR, M. Verification of the HDM-4 fuel consumption model using a big data approach: A UK case study. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, 67, 109–118. 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.trd.2018.11.001>.
- PINHEIRO NETO, J. C.; OLIVEIRA, F. H. L.; AGUIAR, M. F. P. Análise da correlação linear de parâmetros de aderência em pavimentos aeroportuários: estudo de caso do Aeroporto Internacional Pinto Martins. In: 44ª Reunião Anual de Pavimentação/RAPv. Foz do Iguaçu. ABPv, 2015.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_.; \_\_\_\_\_.; MONTEIRO, F. F. Análise das condições de aderência da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Internacional Pinto Martins, em Fortaleza/CE. In: 43ª Reunião Anual de Pavimentação/ RAPv. Maceió. ABPv, 2014.

- PINHO, M. P. *Análise do limite do IRI de pistas de pouso e decolagem brasileiras a partir da aceleração vertical percebida pelas aeronaves*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará. 2019.
- \_\_\_\_\_; DURAN, J. B. C.; FERNANDES JUNIOR, J. L.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise do IRI para pistas de pouso e decolagem brasileiras através das acelerações verticais de aeronaves. In: XVII Simpósio de Transporte Aéreo - XVII SITRAER, São Paulo. 2018.
- PINTO, R. S. *Avaliação de irregularidade longitudinal (IRI) em restauração da rodovia no noroeste do Rio Grande do Sul: um estudo de caso sobre a ERS 223*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, UNIJUÍ, Ijuí. 2018.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. *Pavimentação rodoviária. Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. 2. ed. Rio de Janeiro: S. Pinto. 2002.
- PRAVIA, Z. M. C.; BRAIDO, J. D. Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone. *Revista Ibracon de Estruturas e Material* [s.l.], v. 8, n. 5, p.721-743. 2015. DOI: 10.1590/S1983-41952015000500009.
- QUARIGUASI, J. B. F. *Previsão do coeficiente de atrito em pista de pouso e decolagem utilizando Redes Neurais Artificiais*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará. 2020.
- \_\_\_\_\_; ALMEIDA, L. C.; OLIVEIRA, F. H. L.; PRADO, L. A. Análise da aderência pneu-pavimento aeroportuário em revestimento de camada porosa de atrito. In: 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – 32º ANPET, Gramado. *Anais do 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*. 2018.
- \_\_\_\_\_; PRADO, L. A.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise da macrotextura em revestimento de camada porosa de atrito em aeroporto nacional. In: XVII Simpósio de Transporte Aéreo – XVII SITRAER, 2018, São Paulo. *Anais do XVII SITRAER*. 2018.
- \_\_\_\_\_; OLIVEIRA, F. H. L.; SOARES E REIS, S. D. A prediction model of the coefficient of friction for runway using artificial neural network. *Transportes* (Rio de Janeiro), v. 29, p. 1. 2021.
- QUEIROZ, C. A. V. A Procedure for Obtaining a Stable Roughness Scale from Rod and Level Profiles. Working Document 22, Research on Interrelationships between Costs of Highway Construction, Maintenance, and Utilization. GEIPOT, Brasil. 1981.
- \_\_\_\_\_. Modelos de previsão do desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil. Brasília: GEIPOT: Ministério dos Transportes, 1984. 366p.
- RABELO, K. R.; OLIVEIRA, F. H. L. Análise da variação do ACN e do PCN da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Internacional de Fortaleza para as operações de 2007 a 2016. In: XVIII Air Transportation Symposium – XVIII SITRAER, Brasília. UnB, p. 289-298. 2019.
- RAMOS, S. P. *Análise da Viabilidade Técnica dos Levantamentos de Baixo Custo de Perfil e Irregularidade Longitudinal de Pavimento com o Uso de Acelerômetros Controlados por Arduino Auxiliado por Bicicleta*. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza. 2017.
- REIS, C. A. R. *Desenvolvimento de Equipamento e Método para Levantamento Visual Contínuo com Vídeo-registro de defeitos de Equipamentos Rodoviários*. Dissertação de Mestrado de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ. 2007.

- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. Método para levantamento visual contínuo com vídeo-registro de pavimentos rodoviários. XXII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – XXII ANPET. 2008.
- RIBAS, J. *Parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do Rio Grande do Sul e sua aplicação em uma análise de custo/benefício*. 190p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria/RS. 2014.
- RIBEIRO, L. M. B. *Estudo da drenabilidade de pavimentos aeroportuários através de equipamento do tipo outflow meter*. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP. 2012.
- ROBINSON, R. Road maintenance planning and management for developing countries. *Highways and Transportation*, v. 33, n. 6, p. 8-13; n. 7, p. 4-10. 1986.
- RODRIGUES FILHO, O. S. *Características de Aderência de Revestimentos Asfálticos Aeroportuários – Estudo de caso do Aeroporto Internacional de São Paulo/Congonhas*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. São Paulo/SP. 2006.
- RODRIGUES, A.C. *Avaliação da influência da granulometria na aderência pneu-pavimento*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Ceará. 2013.
- RODRIGUES, C. M. A. *Modelos de previsão da degradação de pavimentos: parâmetro IRI*. Universidade Nova de Lisboa. Dissertação de mestrado. Nova Lisboa, Portugal. 2013.
- ROMEIRO JUNIOR, C. L. S. *Avaliação do Pavimento Flexível de uma Via do Rio de Janeiro – Contribuição a um Sistema de Gerência de Pavimentos*. Dissertação (mestrado). – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro/RJ. 2014. 93p.
- SALES, R. S.; OLIVEIRA, F. H. L. A deflectometria como ferramenta de análise estrutural em pavimento reconstruído. In: 34º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, p. 967-978. 2020.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. PRADO, L. A. Performance of tire-asphalt pavement adherence according to rubber removal on runways. *International Journal of Pavement Engineering*. v. 22, p. 1-11. 2021.
- SANTOS, E. L. *Análise histórica de atrito de medição das pistas do Aeroporto Santos Dumont - RJ*. 123 f. Trabalho de conclusão de curso – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos/RJ. 2004.
- SANTOS, F. H. D.; PEREIRA, R. D.; OLIVEIRA, F. H. L.; BIZARRO, L. M. C. E. Análise do coeficiente de atrito da pista de pouso e decolagem do Aeroporto de Presidente Prudente/SP. In: 45ª Reunião Anual de Pavimentação /RAPv. 2016.
- SANTOS, R. T. *Análise da Macrot textura de pavimentos através de processamento de imagens, usando transformada de Fourier*. 132 f. Dissertação (Mestrado em Modelagem Matemática) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí. 2008.
- SAYERS, M. W. On the calculation of international roughness index from longitudinal road profile. *Transportation Research Record*, n.1501, p.1-12. 1995. ISSN: 0361-1981. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/452992>
- \_\_\_\_\_; GILLESPIE, T. D., & QUEIROZ, C. A. V. International Road Roughness Experiment: a Basis for Establishing a Standard Scale for Road Roughness Measurements. *Transportation Research Record*, 76- 85. 1986.

- \_\_\_\_\_; KARAMIHAS, S. M. The little book of profiling. Ann Arbor: Transportation Research Institute, University of Michigan, USA. 1998. Disponível em: <http://www.umtri.umich.edu/content/LittleBook98R.pdf>
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *The little book of profiling*. Basis information about measuring an interpreting road profiles. The Regent of the University of Michigan. 1998. 98p.
- \_\_\_\_\_; GILLESPIE, D, T; PATERSON, O, D, W. Guidelines for Conducting and Calibrating Road Roughness Measurements. *World Bank Technical Paper* Number 46, World Bank, Washington, D. C, USA. 1986.
- SERAFINI, L. *Critérios para priorização de intervenções de manutenção em pavimentos rodoviários*. 110p. Dissertação (Mestrado) Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade de Passo Fundo/RS. 2005.
- SEVERO, L.E.P.; RUWER, P.; KLEIN, R.J.; BARELLA, R.M.; MASSARA, S.O.; GONÇALVES, F.P. Utilização de Perfilômetro Laser para a Medida de Irregularidade Longitudinal e do Afundamento em Trilhas de Roda. 9º ENACOR, Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Natal/RN. 2004.
- SILVA JR., T. L.; SUICA, A. V.; SILVA, C. M.; CAVALCANTE, L.B. Utilização do método de levantamento visual contínuo (LVC) para avaliação de vias pertencentes a cidade de Maceió/AL. *Cadernos de Graduação. Ciências Exatas e Tecnológicas/Alagoas*, V.5, n.2, p. 213-222. Maio 2019. ISSN 2316-3135. Periódicas.set.edu.br
- SILVA, J. P. S. *Aderência Pneu-Pavimento em Revestimentos Asfálticos Aeroportuários*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Brasília. Brasília/ DF. 2008.
- SILVA, P.F.A. *Manual de patologia e manutenção de pavimentos*. São Paulo: Pini Editora, 2005.
- SILVA, R. C., MOTTA, L. M. G.; Vianna, K. K. L.; SOUZA JÚNIOR, J. G.; COSTA, D. P. Levantamento visual contínuo informatizado (LVCI) pelo método da varredura – comparação com outros métodos. *Estradas*. (Porto Alegre), V.23, p. 64-70. 2018.
- SONCIM, S. P. *Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho de pavimentos asfálticas com base em dados da rede de rodovias do Estado da Bahia*. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos. 2011.
- \_\_\_\_\_; FERNANDES JÚNIOR, J. L.; CAMPOS, L. E. P. Modelo de desempenho de irregularidade longitudinal desenvolvido com base em dados da rede de rodovias em tratamento superficial duplo do Estado da Bahia. *Transportes*, v. 21, n. 3. 2013. DOI: 10.4237/transportes.v21i3.681.
- SOUSA, E. S.; CARDOSO, R. R.; PESSOA, F. L. J.; OLIVEIRA, F. H. L. Reforço de pavimentos asfálticos com utilização de geossintéticos - estudo de caso no trecho da BR-427/RN. In: 21ª RPU - Reunião de Pavimentação Urbana, São Paulo. 2018.
- SOUZA, F. S. V., NEVES, M. A.; BARROS, R. M. V. Avaliação da resistência à derrapagem nas rodovias do estado do Espírito Santo. In: Reunião Anual de Pavimentação. Belo Horizonte, MG. Anais. Belo Horizonte, MG: ABPv, 3: 385-408. 1994.
- SOUZA, R.O. *Influência da irregularidade longitudinal na avaliação de pavimentos*. 215 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília. 2002.

- SPECHT, L. P.; ROZEK, T.; HIRSCH, F.; SANTOS, R. T. Avaliação da macrotextura de pavimentos através do ensaio de mancha de areia. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, n.10, p.30-38, jul 2007.
- \_\_\_\_\_; SOARES, M.L.; REIS, R. M. M.; CERATTI, J. A. P. Influência do tipo de revestimento asfáltico no ruído ambiental. In: XVI Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto. Rio de Janeiro. *Anais do XVI CILA*. Rio de Janeiro: IBP, v. 1, p. 124-133. 2011.
- STRUFALDI, E. G. B.; APS, M. BERNUCCI, L. L. B.; VITTORINO, F.; SOUZA, D. R. Traffic noise reduction using Porous Asphalt Course as an overlay of a Portland cement concrete pavement in Sao Paulo, Brazil. *Inter noise*. Lisboa, Portugal. 2010.
- TAI, Y.; CHAN, C.; HSU, J. Y. Automatic Road anomaly detection using smart mobile device. In: conference on technologies and applications of artificial intelligence, Hsinchu, Taiwan. 2010.
- TOMIYAMA, K., KAWAMURA, A., NAKAJIMA, S., ISHIDA, T., JOMOTO, M. *A Mobile Profilometer for Road Surface Monitoring by Use of Accelerometers*. 2012.
- VALLEJO, F.M.L. *Impactos do excesso de carga nos pavimentos rodoviários: uma abordagem probabilística na determinação do fator de veículo*. Tese (Doutorado) Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, São Paulo. 2021.
- VEDANA, C. *Avaliação da macrotextura e drenabilidade em pistas de aeroportos de Mato Grosso*. 31f. Projeto de Pesquisa (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Estado de Mato Grosso. Sinop. 2014.
- VIA040. Irregularidade Longitudinal de Pavimentos: Correlação entre QI e IRI e Comparação de Equipamentos. Recursos de Desenvolvimento Tecnológico da Agência Nacional de Transportes Terrestres – ANTT. Nova Lima/MG. 2017.
- VIEIRA, S. A.; PINHO JÚNIOR, A. A. E.; Oliveira, F. H. L.; AGUIAR, M. F. P. Análise comparativa de metodologias de avaliação de pavimentos através do IGG E PCI. *Conexões - Ciência e tecnologia*, v. 10, p. 20-30. 2016.
- VIEIRA, T. *Asphaltic pavement surface analysis and its effects on the tyre-pavement friction performance*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, São Paulo. 2014.
- \_\_\_\_\_; REDONDO, D. C.; KUCHIHI, A. K.; CALLAI, S. C.; BERNUCCI, L. L. B. Avaliação da macrotextura média de superfícies de pavimentos: Comparação entre as técnicas com drenômetro e com mancha de areia. In: Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transporte, XXVII, Belém/PA. 2013.
- VILLIBOR, D.F.; FORTES, F.Q.; NOGAMI, J.S. Defeitos de pavimentos de baixo custo e sua conservação. In: 28ª Reunião Anual de Pavimentação. Belo Horizonte. *Anais... ABPv*, v.2, p.1.099-1.126. 1994.
- VOGEL, C. R. *Acompanhamento da irregularidade longitudinal pós-restauração de pavimento em concreto asfáltico de rodovia estadual do nordeste do estado do Rio Grande do Sul*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, UNIJUÍ, Santa Rosa. 2015.
- WANG, W.; GUO, F. RoadLab – Revamping Road Condition and Road Safety Monitoring by Crowdsourcing with Smartphone App. *Transportation Research Board 95 Annual Meeting*, Washington D.C., USA. 2016.

- WORLD BANK. *The highway design and maintenance standards model – HDM-III*. Washington: World Bank, 1985.
- \_\_\_\_\_. *The highway design and maintenance standards model – HDM-IV*. Washington. World Bank, 2000.
- YAGI, K. Preliminary report for IRI changes after Kumamoto earthquake Japan, by using Smartphone roughness measurement. 2nd IRF Asia Regional Congress & Exhibition. 2016.
- ZAABAR, I.; CHATTI, K. Calibration of HDM-4 models for estimating the effect of pavement roughness on fuel consumption for US conditions. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 2155, p. 105-116. 2010.
- ZANCHETTA, F. *Aquisição de Dados sobre a Condição dos Pavimentos visando a Implementação de Sistemas de Gerência de Pavimentos Urbanos*. Dissertação de Mestrado. Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos. 2005.
- ZANNIN, P. H. T., CALIXTO, A., DINIZ, F., FERREIRA, J. A. C. Incômodo Causado pelo Ruído Urbano à População de Curitiba, PR. *Revista de Saúde Pública*, v. 36, p. 521-524. 2002.
- \_\_\_\_\_; SOARES, P., RIBEIRO, R., SANTOS, G., CONSTANTINI, A. Análise Espectral do Ruído no Entorno do Campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná. *RA'E GA*, v. 32, p. 73-94. 2014.
- ZHAO, B.; NAGAYAMA, T.; XUE, K. Road profile estimation, and its numerical and experimental validation, by smartphone measurement of the dynamic responses of an ordinary vehicle. *Journal of sound and vibration*, v. 457, n. 2, p. 92-117. 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2019.05.015>



## 10.1 INTRODUÇÃO

Os pavimentos são estruturas que em geral não apresentam ruptura súbita, mas sim deterioração funcional e estrutural acumuladas a partir de sua abertura ao tráfego. A parcela estrutural é associada aos danos ligados à capacidade de carga do pavimento e é tratada neste capítulo, enquanto os aspectos funcionais são objeto do capítulo 9.

A avaliação de pavimentos tem como conceitos associados:

- serventia: qualidade do pavimento, num determinado instante, em determinado trecho, quanto aos aspectos para os quais foi construído em relação ao conforto ao rolamento e segurança;
- desempenho: variação da serventia ao longo do tempo (ou do tráfego) de uso do pavimento;
- gerência: administração, gestão e otimização dos recursos aplicados ao planejamento, projeto, construção, manutenção e avaliação dos pavimentos;
- restauração: conjunto de operações destinadas a restabelecer na íntegra ou em parte as características técnicas originais de um pavimento (intervenções); incluem as ações de manutenção denominadas preventivas e o reforço estrutural;
- manutenção preventiva: operação de correções localizadas que não atingem a maioria da superfície do pavimento, repondo pequena parcela da condição de serventia e retardando o acúmulo de danos;
- reforço estrutural: operação de restauração em que se aproveita o valor residual da estrutura do pavimento e acrescenta-se nova camada de mistura asfáltica (também dito recapeamento). Atualmente, pode incluir a fresagem de parte do revestimento antigo, além da colocação de nova camada estrutural de revestimento ou camadas de reposição de conforto ao rolamento;
- reconstrução: operação de refazer o pavimento no todo, desde o subleito, ou mais comumente a partir da sub-base por retirada total dos materiais de base e revestimentos antigos e substituição por novos materiais ou ainda por reciclagem dos mesmos sem ou com adição de estabilizantes, tais como asfalto espuma, cimento Portland ou cal hidratada. Após a reciclagem constrói-se nova camada asfáltica como revestimento.

Uma forma de se representar uma curva de desempenho de um pavimento ao longo de vários ciclos de restauração (intervenções) pode ser a indicada na Figura 10.1(a). O critério de avaliação pode ser funcional ou estrutural, e o nível mínimo aceitável para este parâmetro define o momento de realizar a intervenção corretiva de restauração ou reforço.

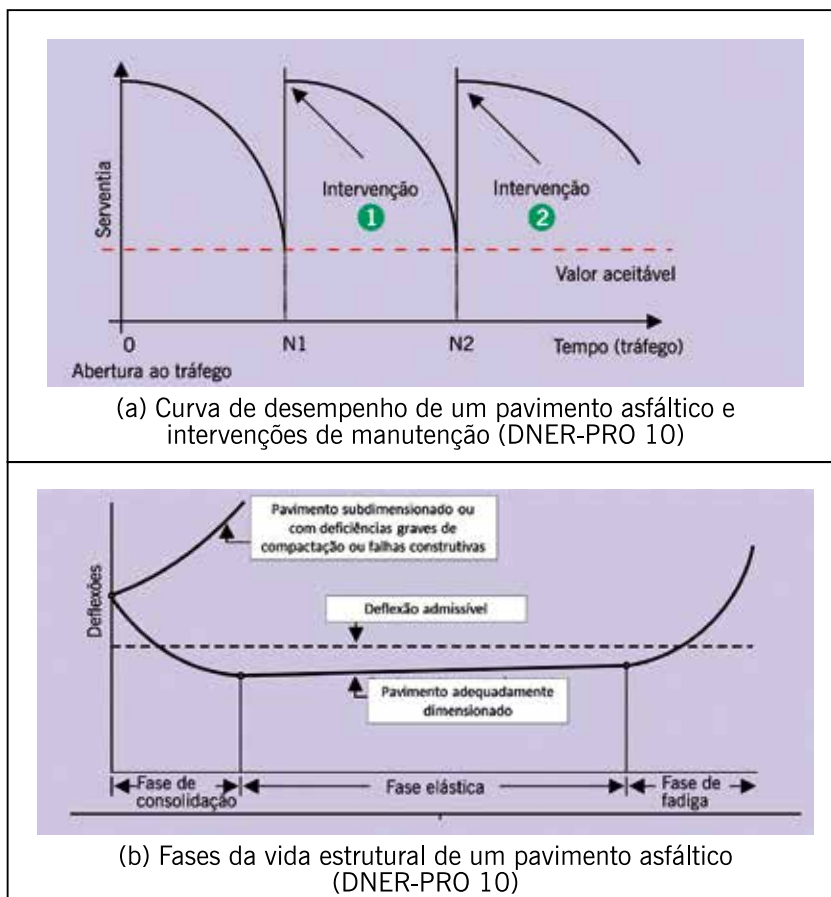
A avaliação funcional, incluindo a segurança, como visto no capítulo 9, tem como palavras-chave: conforto ao rolamento, condição da superfície, interação pneu-pavimento, defeitos e irregularidades.

A avaliação estrutural, por sua vez, está associada ao conceito de capacidade de carga, que pode ser vinculado diretamente ao projeto do pavimento e ao seu dimensionamento. Os defeitos estruturais resultam especialmente da repetição das cargas e vinculam-se às deformações elásticas ou recuperáveis, e plásticas ou permanentes.

As deformações elásticas são avaliadas por equipamentos próprios chamados genericamente de deflectômetros por medirem os deslocamentos verticais elásticos na superfície, nomeados como “deflexão” do pavimento. Elas são responsáveis pelo surgimento da maioria dos trincamentos ao longo da vida do pavimento asfáltico, e que podem levar à fadiga do revestimento asfáltico ou mesmo de camadas da estrutura, como bases e sub-bases, que trabalham à flexão, ou seja, camadas que possuem rigidez dada por ligação entre agregados, como por ligantes asfálticos (camadas asfálticas), ligantes hidráulicos (brita graduada tratada com cimento, concreto compactado com rolo, entre outros) etc. Não se deve confundir materiais que apresentam coesão, como solos argilosos, por exemplo, com os materiais aqui citados, com partículas ligadas por ligantes asfálticos ou hidráulicos. Os solos coesivos resistem muito pouco à tração e não trabalham à flexão na estrutura de pavimento. A figura 10.1(b) mostra os registros de deflexão ao longo do tempo ou de vida de serviços de dois tipos de pavimentos asfálticos: (i) um subdimensionado onde as deflexões crescem a partir da construção, e (ii) um outro adequadamente dimensionado, no qual se podem observar três distintas fases, sendo a primeira a de consolidação (com densificação complementar e acomodação de materiais, com leve redução de deflexão neste período pós-obra), a segunda, a que deve ser de vários anos e que corresponde à fase elástica (quando as variações do valor de deflexão são pequenas e com manutenção destes valores durante as diferentes estações climáticas), e a fase de fadiga (quando os valores de deflexão crescem progressivamente pois há camada ou camadas que apresentam trincamento, em geral interligados, com redução de sua rigidez).

As deformações plásticas são acumulativas durante os anos de vida de um pavimento e resultam em defeitos do tipo afundamento localizado ou em toda a trilha de roda, medidos de maneira trivial por meio de treliza normatizada, mostrada no capítulo 9, ou por ensaios de monitoramento em campo sem contato (laser, ultrassom etc.).

**Figura 10.1** – Representações esquemáticas de (a) curvas de desempenho de um pavimento e etapas de intervenções e (b) evolução da deflexão em pavimentos subdimensionados e pavimentos adequadamente dimensionados



Fonte: DNER-PRO10/79.

## 10.2 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

A avaliação estrutural de um pavimento pode ser feita por três métodos: destrutivo, semidesdestrutivo ou não destrutivo.

Um método destrutivo é aquele que investiga a condição estrutural de cada camada que compõe o pavimento por abertura de trincheiras ou poços de sondagem, permitindo recolher amostras de cada material até o subleito e realizar ensaios de capacidade de carga *in situ*. Pela sua própria natureza destrutiva só pode ser empregado em alguns poucos pontos selecionados como representativos de cada segmento a ser avaliado.

As figuras 10.2(a) e 10.2(b) mostram exemplos de extração de corpos de prova por extratora rotativa e as figuras 10.2(c) e 10.2(d) de poços de sondagem em pavimentos em uso para avaliação das camadas e retirada de amostras. Com a extração de amostras do pavimento é possível identificar os tipos de materiais das camadas e subleito, as espessuras de camadas e fazer coleta de amostras para ensaios de laboratório. É possível determinar a massa específica *in situ* [figuras 10.2(e) e 10.2(f)] e a umidade do material de cada camada para comparar com as condições de umidade ótima e massa específica máxima dos ensaios de compactação, e assim, avaliar eventuais excessos de umidade ou deficiência de grau de compactação. A retira-

da de corpos de prova do revestimento asfáltico, por sonda rotativa, permite avaliar o grau de envelhecimento do ligante, a granulometria dos agregados, fazer ensaios mecânicos e medir a espessura, entre outras observações possíveis.

Um método semidestrutivo é aquele que se vale de aberturas menores de poços de sondagem, popularmente denominadas “janelas no pavimento”, que permitam utilizar um instrumento portátil de pequenas dimensões para avaliar a capacidade de carga de um pavimento, tal como o uso de cones dinâmicos de penetração – DCP (Trichês e Cardoso, 2001; Fontes, 2001; Trichês *et al.*, 2004). Este ensaio também tem sido utilizado para controle de compactação de camadas de pavimento e de subleito em campo (Alves, 2002; Berti, 2005; Kim *et al.*, 2010; Torres, 2017), e vem sendo empregado inclusive como controle de compactação de solos e de materiais granulares em reposição de pavimentos em valas, entre outras aplicações (Sabesp NTS 327/2019). A figura 10.3 mostra um exemplo dessa técnica expedita de avaliação da capacidade de carga de subleitos e camadas de solo fino do pavimento. A aplicação deste ensaio permite em geral correlação com o ISC (Índice de Suporte Califórnia – CBR) dos materiais, com certa precisão. Uma aplicação interessante é a detecção de mudança de material pela inclinação das curvas DCP (mm/golpes) x profundidade (m).

Vêm sendo empregados para controle de deformabilidade de camadas compactadas equipamentos portáteis do tipo LWD (Light Weight Deflectometer) para avaliação expedita do módulo de elasticidade de camadas do pavimento, através de pulsos, aplicados em placa circular apoiada na superfície, e medições da resposta do retorno dos mesmos (repique), como o exemplo mostrado na figura 10.4 ([www.dynatest.com](http://www.dynatest.com)). Preussler (2007) empregou esta técnica para controle de compactação de camadas de solo e de material granular, demonstrando a evolução da resposta defletométrica com o número de passadas de rolo de compactação; o autor demonstrou a praticidade do equipamento e fez correlações com outros equipamentos como o FWD (item 10.3.2).

A avaliação mais adequada para ser feita em grandes extensões de pistas e com possibilidade de inúmeras repetições no mesmo ponto, de forma a acompanhar a variação da capacidade de carga com o tempo, é a que lança mão de medidas não-destrutivas, representadas por medidas de deflexão (LWD ou FWD ou outros equipamentos – item 10.3).

A cada passagem de roda o pavimento sofre um deslocamento total que tem duas componentes:

1. Deformação elástica que resulta na flexão alternada do revestimento, chamada por convenção de deflexão, cuja medida é a principal forma de avaliação estrutural de um pavimento em uso.
2. Deformação permanente, que resulta no afundamento de trilha de roda cuja medida também é um critério de definição da vida útil de um pavimento visto que, a partir de certo valor, pode interferir na condição de conforto e segurança do tráfego.

**Figura 10.2** – Exemplos de extração de corpos de prova e de poços de sondagem em pavimentos em uso



(a) Extração de corpo de prova de revestimento asfáltico com rotativa



(b) Extração de corpo de prova de revestimento asfáltico com rotativa



(c) Poço de sondagem em pavimento  
(Foto Moura, 2010)



(d) Poço de sondagem em pavimento  
(Foto Moura, 2010)



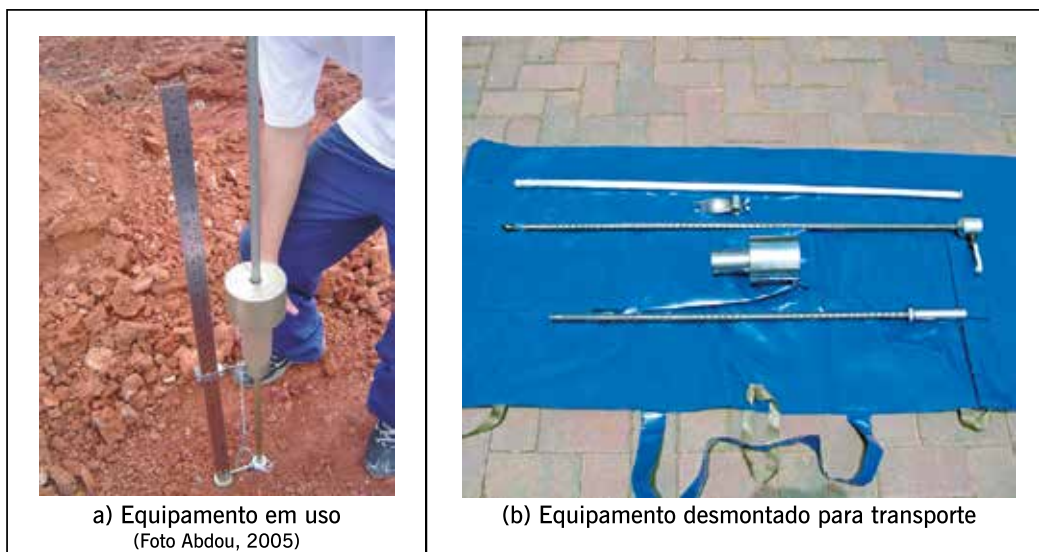
(e) Abertura de orifício em camada de solo dentro do poço de sondagem  
(Foto Preusler, 2007)



(f) Funil de areia para controle de massa específica *in situ*  
(Foto Preusler, 2007)

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 10.3** – Exemplo de equipamentos DCP de avaliação estrutural expedita de subleitos e camadas de solo



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 10.4** – LWD (Light Weight Deflectometer) equipamento de avaliação expedita do módulo elástico de camadas de pavimento (Fotos Dynatest)

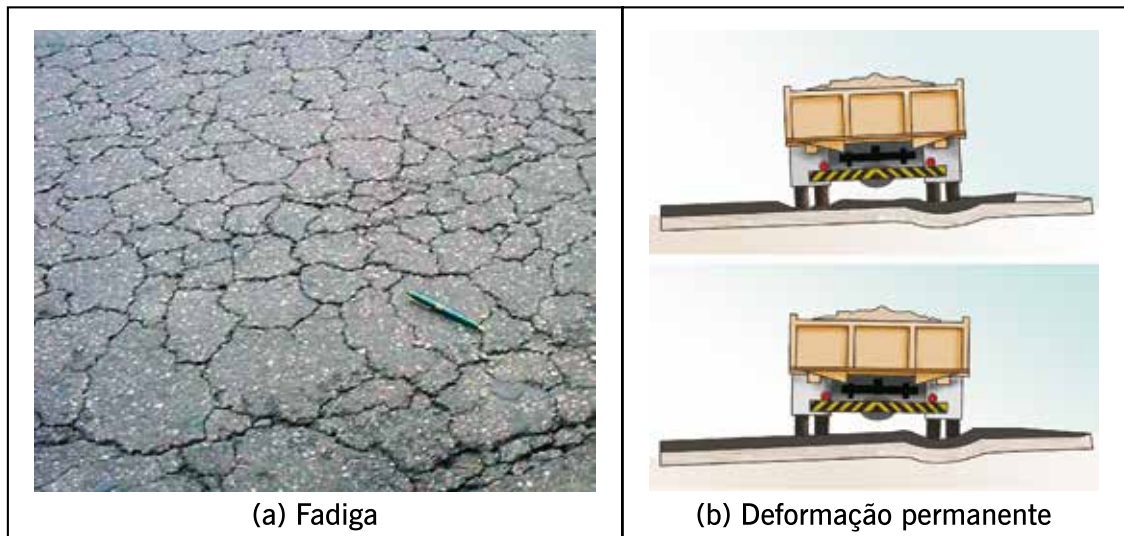


Fonte: Dynatest, 2009.

Quando se mede o deslocamento elástico em vários pontos a partir da carga, tem-se a denominada bacia de deflexão ou linha de influência da carga sobre um ponto do pavimento. Quando a linha de influência longitudinal inerente à parcela transitória de deformação é ocasionada pela carga de prova aplicada estaticamente à superfície de um pavimento, aplica-se a norma DNIT 133/2010.

A figura 10.5(a) mostra o resultado da repetição das deformações elásticas num pavimento de revestimento de concreto asfáltico como trincamento generalizado e interligado, chamado de “couro de jacaré” ou trincamento por fadiga. Já na figura 10.5(b) observa-se o resultado do acúmulo das deformações permanentes, que podem ocorrer tanto no revestimento quanto no subleito ou como contribuição de todas as camadas do pavimento. As deformações permanentes são medidas por treliça padronizada com 120 cm de base, conforme mostrado na figura 9.26.

**Figura 10.5** – Defeitos estruturais de trincamento do revestimento asfáltico e desenho esquemático de afundamento por repetição de cargas



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 10.3 EQUIPAMENTOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL NÃO DESTRUTIVA

Os equipamentos utilizados em avaliações não destrutivas (NDT/*nondestructive deflection testing*) podem ser divididos em:

1. Carregamento quase-estático: ensaio de placa e viga Benkelman, por exemplo.
2. Carregamento vibratório: dynaflect, por exemplo.
3. Carregamento por impacto: *falling weight deflectometer* (FWD).

Há, em geral, muita diferença entre os valores numéricos de avaliação estrutural realizados quando se utiliza cada um desses tipos de equipamentos, os quais podem ser empregados para levantamentos da condição de pavimentos para sistema de gerência em nível de rede, para análises de rotina ou para projeto de reabilitação de pavimentos. Todos os equipamentos devem ser constantemente calibrados por processos específicos e seguem rotinas de aplicação determinada pelo tipo de carregamento (ASTM D 4695).

Foi estabelecida a norma DNIT 162/2012 PRO que regula a utilização do deflectógrafo Lacroix para medida de deflexão sob carga dinâmica, tipo de equipamento que operou durante um período no Brasil. Também foram estabelecidas as normas DNIT 170/2016 PRO/Determinação de deflexões utilizando o Curviâmetro e DNIT 171/2016 PRO/Calibração dos sensores do deflectógrafo Curviâmetro, e ambas operaram durante certo período no país.

Os equipamentos de medição de deflexão do pavimento – deflectômetros – mais utilizados são de duas gerações bastante distintas:

- o primeiro grupo, da década de 1950, é a viga Benkelman, sendo o engenheiro do Departamento de Transportes da Califórnia, A. C Benkelman, seu criador. Foi introduzido no Brasil em 1962 (Carneiro, 1965);
- o segundo grupo é dos equipamentos de peso batente (*falling weight deflectometer*) – FWD – criados na década de 1980. Foi introduzido no Brasil já no final da década de 80 pela Dynatest do Brasil e há registros de testes de 1994 (DNER, 1998).

Os dois tipos de equipamentos são empregados para avaliação estrutural e com eles são medidos os seguintes parâmetros:

1. Deflexão máxima: deslocamento sob o centro da carga (FWD) ou sob o centro das rodas duplas de um eixo simples (viga Benkelman), sendo a deflexão normalmente expressa em  $10^{-2}$ mm ( $d_0$ ).
2. Raio de curvatura: círculo ou arco de parábola que passa por dois pontos da deformada (viga Benkelman), normalmente sob a carga e a 25 cm do centro da mesma ( $d_0$  e  $d_{25}$ ).
3. Deformada, bacia de deformação ou bacia defletométrica: medidas dos deslocamentos elásticos ou recuperáveis em vários pontos a partir do centro do carregamento ( $d_0$ ,  $d_{25}$ ,  $d_{50}$  etc.).

Há vários parâmetros que podem ser calculados a partir da bacia de deflexão para avaliação das condições estruturais dos pavimentos (Andrade, 2016). Como complemento à avaliação estrutural não destrutiva de pavimentos podem ser usados equipamentos como o georradar, munido de radar para estimar as espessuras das camadas ao longo da via (Gonçalves e Ceratti, 1998; Aguiar, 2005; Lopes, 2009; Lopes *et al.*, 2009; ASTM D 4748). É uma importante ferramenta para definir segmentos homogêneos sem precisar fazer poços de sondagem, que são destrutivos, muito próximos uns dos outros.

A seguir são descritos os principais equipamentos mencionados.

### 10.3.1 Viga Benkelman (VB)

A viga Benkelman consiste em um equipamento muito simples que necessita de um caminhão com eixo traseiro padrão, que por sua vez se constitui um eixo traseiro simples de rodas duplas, carregado com 8,2t, para aplicar a carga e medir o deslocamento elástico (deflexão) provocado na superfície do pavimento. A figura 10.6 mostra um esquema desse equipamento com o caminhão (DNIT 133/2010) e um exemplo de medida em campo. A deflexão é medida entre os pneus do semieixo.

O ensaio completo consiste em: (i) colocar a ponta de prova da viga Benkelman entre os pneus da roda geminada traseira do caminhão (semieixo), colocando-a exatamente no centro de carga do semieixo; (ii) fazer uma leitura inicial do extensômetro que se situa a uma distância segura para o operador sobre o braço móvel da viga – leitura  $L_i$ ; (iii) fazer o caminhão se afastar lentamente até 10 m de distância da ponta de prova ou até que o extensômetro não acusar mais variação da leitura; (iv) ler o extensômetro – leitura  $L_f$  (figura 10.7).

A leitura final corresponde ao descarregamento do pavimento e todo o deslocamento recuperado é associado ao deslocamento elástico do pavimento (deflexão). Calcula-se a deflexão  $d_0$  pela expressão (10.1), sendo  $K$  a constante da viga dada pela relação entre o braço maior e o braço menor, articulados:

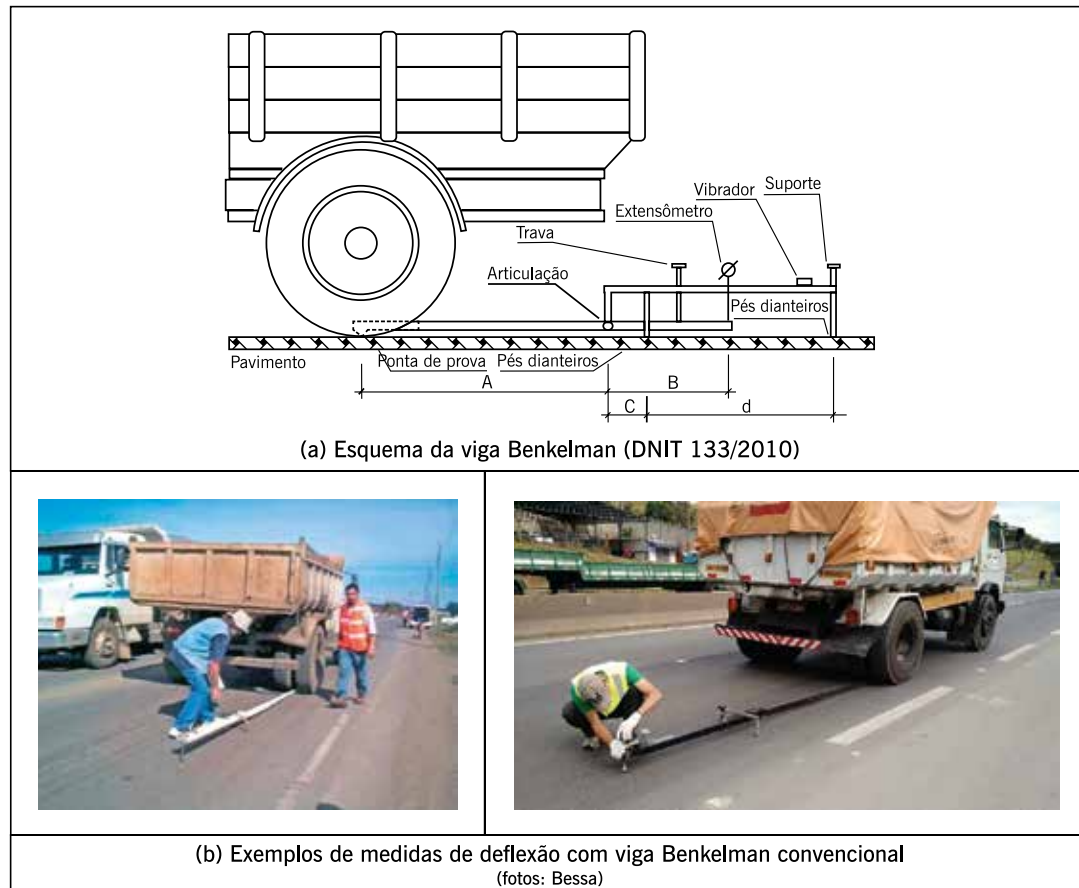
$$d_0 = (L_i - L_f) \cdot K \quad (10.1)$$

A deflexão recuperável máxima ( $d$  - no caso da expressão 10.1,  $d$  coincide com a  $d_0$ ) é um parâmetro importante para a compreensão do comportamento da estrutura. Quanto maior o seu valor, mais elástica ou resiliente é a estrutura, e pode expressar maior comprometimento estrutural. No entanto, a análise isolada de seu valor pode não esclarecer completamente a



questão, já que estruturas de pavimentos distintas podem apresentar a mesma deflexão máxima, porém com bacias de deslocamento recuperáveis com arqueamentos diferenciados na linha da deformada. Conclui-se que a forma da deformada é um fator a ser levado em consideração na avaliação estrutural (Andrade, 2017). Durante certo tempo, admitiu-se que a análise conjunta de deflexão máxima  $d$  e raio de curvatura  $R$  já permitiria melhor compreensão do complexo comportamento das estruturas de pavimentos e se tentava uma associação entre estes parâmetros pelo chamado produto  $R \times d$  (DNIT, 2006).

**Figura 10.6** – Esquema da viga Benkelman (DNIT 133/2010) e exemplo de medida em campo



Fonte: Elaborada pelos autores.

A figura 10.7 mostra o esquema de medidas quando se deseja obter a bacia de deflexão com a viga Benkelman (VB). É um procedimento trabalhoso e de pouca precisão quando realizado com a viga convencional, mas hoje encontram-se no país vigas automatizadas, nas quais a leitura dos deslocamentos se faz com medidores eletrônicos tipo LVDT (figura 10.8). Todas as leituras intermediárias devem ser referidas à leitura final, para o cálculo da deflexão no ponto considerado.

Na maioria das vezes, com a VB medem-se somente a deflexão máxima  $d_0$  e mais um ponto, em geral a 25 cm do inicial ( $d_{25}$ ), para cálculo do chamado raio de curvatura  $R$ , que representa um arco de parábola que passa pelos dois pontos. A figura 10.9 representa de forma esquemática os pontos de leitura e a forma da bacia de deflexões. A figura 10.10 mostra os pontos considerados e o esquema deste cálculo (DNER-ME 24/94) do raio de curvatura  $R$ . Reitera-se a dificuldade de realizar estas medidas na VB convencional e a facilidade, de outro lado, da obtenção da bacia de deflexão, com a precisão necessária, pela VB automatizada.

**Figura 10.7** – Etapas do ensaio com a viga Benkelman convencional



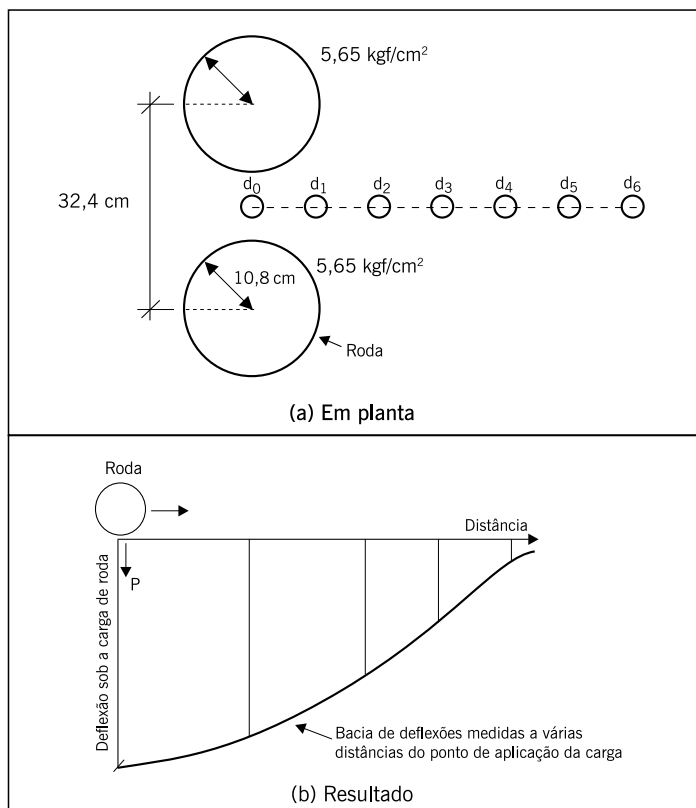
Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 10.8** – Exemplos de ensaios deflectométricos com vigas Benkelman brasileiras e automatizadas



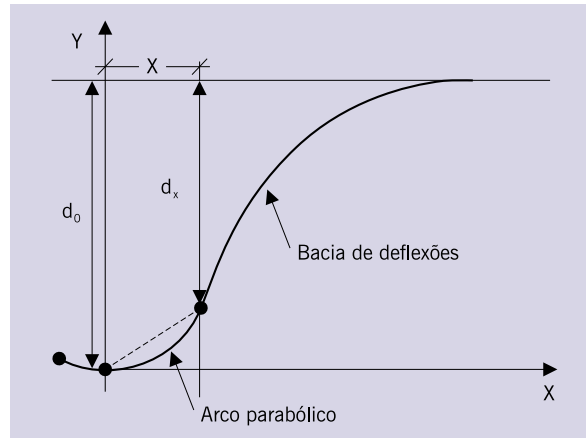
Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 10.9** – Esquema de leituras com a viga Benkelman para obtenção da deformada (bacia de deflexão)



Fonte: Nóbrega, 2003.

**Figura 10.10** – Esquema de medida e cálculo do raio de curvatura



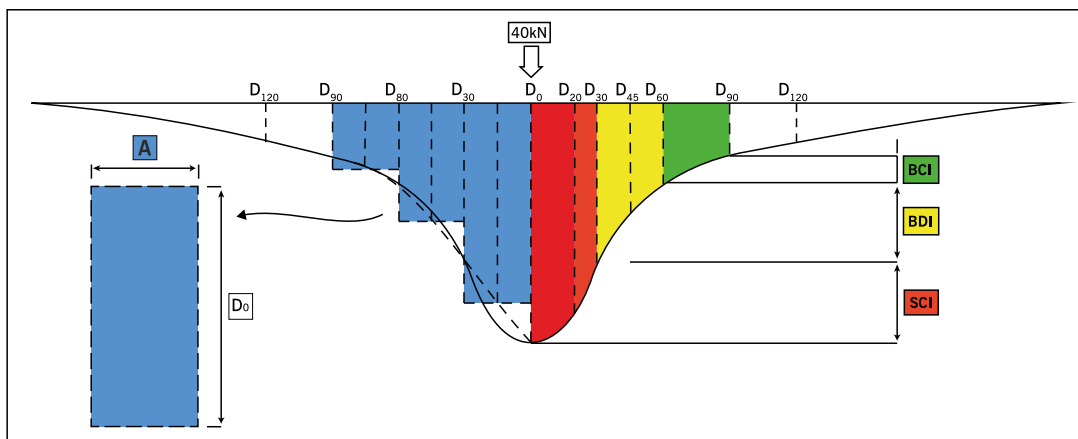
Fonte: Elaborada pelos autores.

A partir da expressão (10.2), indicada para cálculo do raio de curvatura  $R$  com as deflexões em centésimos de milímetro, obtém-se o raio em metros:

$$R = \frac{6250}{2(d_0 - d_{2,5})} \quad (10.2)$$

As VB automatizadas operam nos mesmos princípios da tradicional, porém com medidas mais rápidas e com determinação da bacia de deflexão. Há também outros parâmetros da bacia que complementam o já consagrado  $R$  adotado pelo DNER-PRO/11-79, visando obter melhor indicação das propriedades das camadas dos pavimentos: os indicadores *Structural Curvature Index* (SCI/Índice de Curvatura da Superfície), *Base Damage Index* (BDI - Índice de Danos na Base), e o *Base Curvature Index* (BCI/Índice de Curvatura da Base) (SAPEM, 2014; Andrade, 2017). Estes parâmetros SCI, BDI e BCI podem ser observados na figura 10.11, de acordo com Ferri (2013). Lopes *et al.* (2013) também utilizaram estes parâmetros para avaliar pavimentos. Souza Jr (2018) avaliou estes parâmetros para diversos segmentos e foram indicados problemas estruturais em quatro dos 13 trechos, que foram também os que apresentaram maior porcentagem de área trincada e indicações de intervenções mais pesadas pelo catálogo do DNIT (2015).

**Figura 10.11** – Representação gráfica esquemática da bacia defletométrica e os respectivos índices de curvatura



Fonte: Adaptado de Ferri, 2013 por Souza Jr, 2018.

Na Europa foi criado um veículo de teste que carrega duas vigas para medidas de deflexões com gravação automática em cada ponto de teste, enquanto o caminhão está em movimento. O Deflectógrafo La Croix é um dispositivo largamente utilizado na Europa e consiste em um veículo de teste carregado (5.442 kg a 11.791 kg), que se move a uma velocidade constante de 3 km/h, quando as deflexões são medidas por vigas móveis. A operação é totalmente automática e as medidas de deflexão são gravadas numa fita magnética para posterior análise (DNIT, 2006). Na figura 10.12 mostra-se um exemplo deste tipo de equipamento, com a viga localizada na proximidade do semieixo traseiro do caminhão dedicado para esta finalidade e o sistema de aquisição existente para registro das deflexões, locado dentro do caminhão.

**Figura 10.12** – Defletógrafo Lacroix (DNIT 162/2012 PRO)



Fonte: DNIT-PRO 162/2021.

O curviâmetro, mostrado na figura 10.13, equipamento de concepção espanhola, operou por algum tempo no Brasil e foram estabelecidas duas normas DNIT (170 e 171/2016). Consiste em um tipo de medidor de deflexão que usa uma corrente contínua instrumentada com geofones que fica acoplada a um caminhão com eixo traseiro simples de rodas duplas, passando esta correia pelo meio das duas rodas, e fazendo as leituras de deflexão ao longo do deslocamento do caminhão. O eixo traseiro pode ser ajustado para impor uma carga de 8 a 13 tf. A corrente, tipo esteira, tem  $15\text{ m} \pm 0,015\text{ m}$  e sobre essa corrente são fixados três geofones de medição, separados entre si de  $5\text{ m} \pm 0,005\text{ m}$ . No início de cada jornada de trabalho deve ser realizada a calibração dos sensores do equipamento, de acordo com a Norma DNIT 171/2016. O registro das medições de deflexão se inicia quando o sensor se encontra 1 m à frente do eixo traseiro, e segue registrando continuamente até quando esse se encontra 3 m atrás do eixo traseiro. Portanto, a bacia de deflexão é formada por uma extensão de 4 m de comprimento, dada pelos registros de 100 medições pontuais. O equipamento dispõe de um sistema de GPS (*global position system*), que registra automaticamente o posicionamento em coordenadas UTM

de toda deflexão máxima ( $d_m$ ) medida. No interior do caminhão fica todo o sistema de aquisição de dados. Também é chamado de defletógrafo Benatov, nome de seu inventor.

Na figura 10.13(a) consta foto de equipamento do tipo Curviâmetro e na figura 10.13(b) detalhe da corrente em operação, munida de medidores. O esquema de medições do curviâmetro é apresentado na figura 10.14, com alguns detalhes do equipamento. A correia com os geofones é apoiada na superfície do pavimento com o auxílio de um mecanismo de engrenagens e guias, acionadas por motor que está sincronizado com o sistema de transmissão do caminhão. O relatório técnico RT-LTP-PTREPUSP00365/10.05.11 mostra os resultados da análise comparativa de deflexões de pavimentos asfálticos com o Curviâmetro e com a viga Benkelman. A diferença entre as deflexões máximas ( $d_o$ ) e do raio de curvatura  $R$  entre a viga Benkelman e o Curviâmetro está relacionada, entre outros fatores, à pressão de contato entre os pneumáticos e o pavimento que, para o Curviâmetro está na ordem de  $4,1 \text{ kgf/cm}^2$  e para a Viga Benkelman situa-se na ordem de  $5,6 \text{ kgf/cm}^2$ . Outro fator que pode contribuir para a diferença de valores é a forma como o pavimento é solicitado pela ação da carga: a Viga Benkelman solicita o pavimento de forma estática e o Curviâmetro atua no pavimento a uma velocidade de  $18 \text{ km/h}$  resultando em uma deflexão menor.

Motta e Fritzen (2014) também fizeram uma comparação entre o Curviâmetro, viga Benkelman tradicional e viga Benkelman eletrônica, e o FWD. As comparações entre os diferentes equipamentos nem sempre resultam em boas correlações.

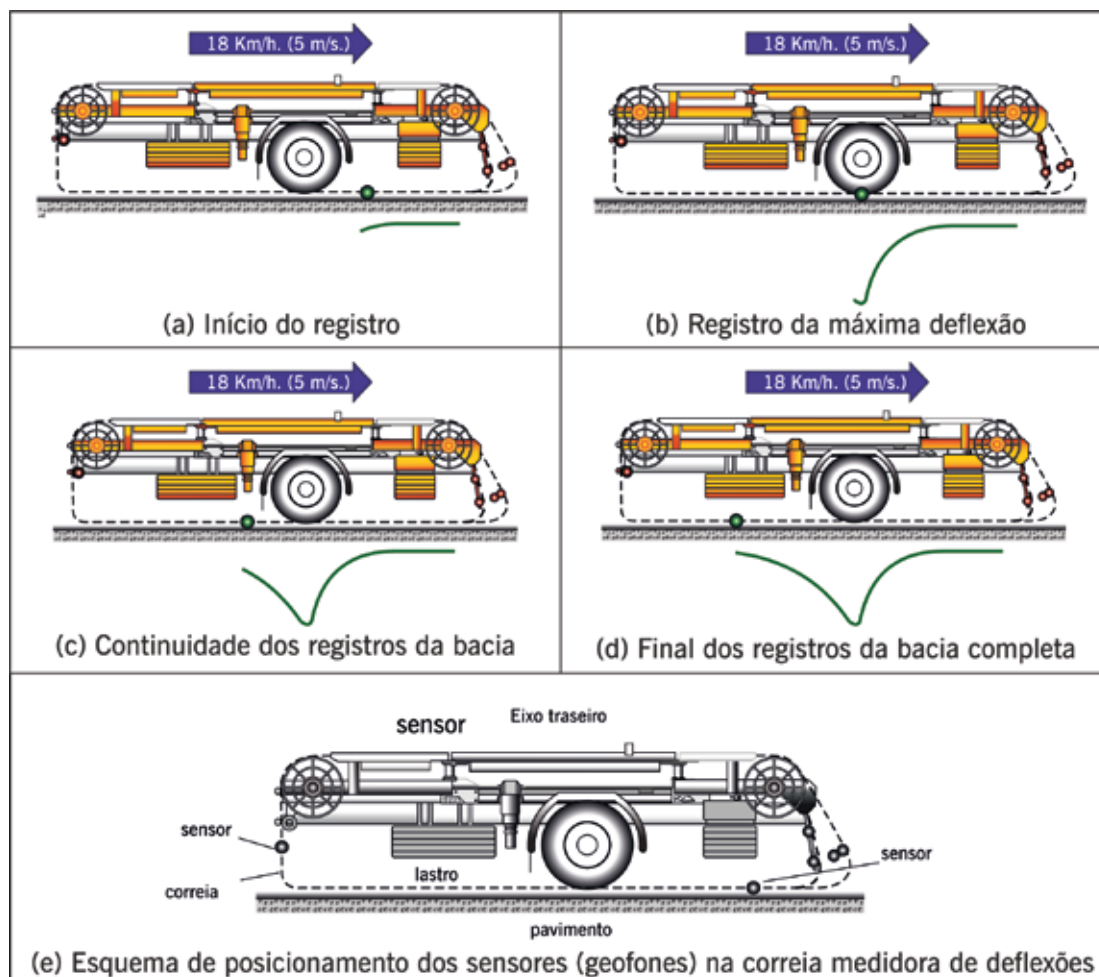
A norma europeia UNE 41250-4: 2016 dá conta de vários métodos de ensaio de deflexão de pavimentos e na parte 4 desta norma está apresentado o Curviâmetro.

**Figura 10.13** – Equipamento Curviâmetro



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 10.14** – Registros da bacia de deflexões durante o movimento do Curviâmetro a 18 km/h (RT-LTP-PTREPUSP00365/10.05.11)



Fonte: DNIT-PRO 170/2016.

### 10.3.2 Equipamento por impacto *Falling Weight Deflectometer (FWD)*

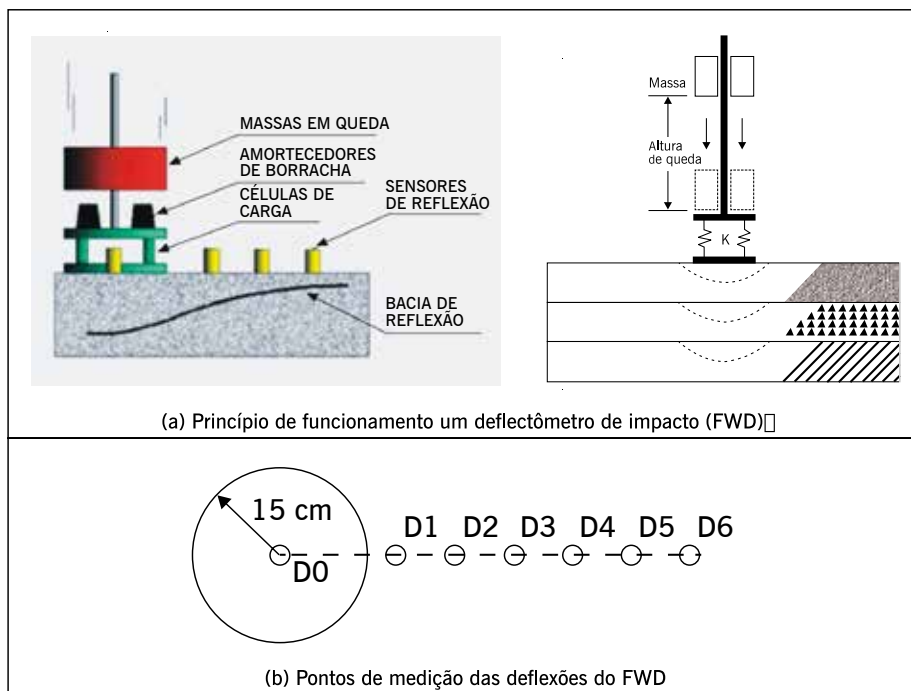
Os equipamentos mais atuais de medida dos deslocamentos elásticos de um pavimento são os de impacto por queda de determinado peso, suspenso a certa altura, sobre amortecedores que comunicam o choque a uma placa circular metálica apoiada sobre o pavimento no ponto de leitura da deflexão máxima – figura 10.15.

As normas DNER-PRO 273 e ASTM D 4695 descrevem o uso desse tipo de equipamento, o qual é totalmente automatizado, sendo rebocado por um veículo utilitário leve que carrega parte do sistema de aquisição de dados, feito por computador, conectado aos sensores instalados na parte rebocada, que é o deflectômetro propriamente dito. O ensaio consiste em se aplicar a carga de impacto e ler os deslocamentos em vários sensores (geofones) colocados ao longo de um suporte em posições convenientemente escolhidas para se obter a linha de deslocamentos. Note-se que essa é uma diferença importante entre o FWD e a viga Benkelman (VB). Outra diferença marcante está na forma de aplicação da carga: dinâmica no FWD e quase estática na VB.

Embora ambos os tipos de deflectômetros (VB e FWD) sejam preparados para medir os deslocamentos elásticos, pelas diferenças de concepção entre eles (figura 10.9 anterior e figura

10.15), as deflexões não são iguais, nem existe uma correlação simples e universal entre medições realizadas com o FWD e a VB. Em cada tipo de pavimento pode-se obter certa correlação entre esses valores, porém não generalizável. Existe correlação porque ambos os equipamentos medem o deslocamento elástico dos pavimentos, mas podem variar desde medições de deflexão máxima quando na VB podem ser menores que as obtidas no FWD, até em situações em que as deflexões medidas na VB são até duas vezes maiores que a obtida pelo FWD, por exemplo.

**Figura 10.15** – Princípio de funcionamento um deflectômetro de impacto (FWD) e esquema de medições



Fonte: Elaborada pelos autores.

Quanto ao FWD, como qualquer outro equipamento, para que as deflexões e as bacias de deflexão obtidas por tal equipamento estejam corretas, é necessário que o mesmo esteja adequadamente calibrado. Além disso, equipamentos de diferentes marcas podem ter diferenças de concepção e de formas de leituras, exigindo então a necessidade de comparações periódicas entre eles, seguindo um protocolo próprio. Uma avaliação entre diferentes equipamentos FWD pode ser vista em Moraes (2015), entre outros autores.

Moraes (2015) comparou a repetibilidade e a reprodutibilidade de quatro equipamentos FWD, fez a verificação da confiabilidade das temperaturas registradas pelos equipamentos e discutiu a necessidade de implantação de um Centro de Calibração no Brasil, que à época não existia. Aplicou um protocolo de análises e procedimentos estabelecido na Holanda (Crow, 2011). Todas as etapas e cálculos estão explicados nessa dissertação de Moraes (2015). Foram três equipamentos da marca Kuab e um da marca Dynatest. Na figura 10.16 mostra-se a foto do comboio em um dos dias de ensaio. Vários pequenos experimentos foram feitos até treinar a equipe e eliminar erros e ajustar o protocolo. Conclui-se que para a execução dos ensaios comparativos, o pavimento deve estar isento de trincas nas proximidades da seção de teste, caso contrário a bacia de deflexão fica suscetível a dados imprecisos devido a pequenas variações no posicionamento dos equipamentos. Antes da verificação da reprodutibilidade, deve-se checar

se todos os sensores dos equipamentos participantes estão posicionados à mesma distância e se os termômetros para o registro da temperatura estão adequados para a utilização. Quando um equipamento não atender aos critérios estabelecidos de repetibilidade, deve-se fazer uma verificação para a identificação da causa antes de repetir os ensaios. Se após novos ensaios o equipamento continuar não atendendo aos critérios estabelecidos, deve-se fazer a calibração dos sensores.

Na Holanda também foi estabelecido o chamado “Dia do FWD”: uma época do ano em que todos os equipamentos que operam nas rodovias holandesas devem se submeter a um teste coletivo (todos passam pelos mesmos trechos e pelos mesmos procedimentos de verificação). Todos os equipamentos que atendem aos critérios preestabelecidos ganham um certificado e podem operar por dois anos. Ao final deste período, deve-se submeter ao mesmo processo e renovar seu certificado. Atualmente, este centro denominado de CROW realiza ensaios comparativos em vários equipamentos de monitoramento de pavimentos, incluindo medidores de atrito dinâmicos, medidores de ruído pneu-pavimento, entre outros. Na figura 10.17 mostram-se fotos do “Dia do FWD” na Holanda que ocorreu em outubro de 2013 com a participação de 16 FWDs de três marcas diferentes (Dynatest, Rodos, Grontmij / Carl Bro / Phønix).

Há também equipamentos simplificados denominados LWD ou LFWD (Light Falling Weight Deflectometer), item 10.2, que eventualmente são utilizados para medidas de deflexão máxima do pavimento. Mais informações podem ser obtidas em Preussler (2007); Rodrigues (2018) e Rodrigues *et al.* (2019), entre outros. É um equipamento relativamente leve, portátil, com operação manual e com possibilidade de sistema de aquisição de dados automático, e empregado principalmente para controle de camadas granulares, de solo, de misturas asfálticas recicladas e de materiais não muito rígidos. Em pavimentos acabados, com o revestimento já executado, é possível que a carga aplicada não consiga sensibilizar a estrutura do pavimento de forma adequada.

**Figura 10.16** – Equipamentos em comboio para comparação de reprodutibilidade



Fonte: Moraes, 2015.

**Figura 10.17** – Dia do FWD na Holanda (comparação relativa entre equipamentos)



Fonte: Moraes, 2015.



Na figura 10.18 mostram-se exemplos de FWD existentes no país, sendo de três marcas, e tendo diferenças entre eles como: tipo de amortecedor, placas segmentadas ou não, tipo de sensor de medida de deslocamentos, forma do pulso de carga etc. Por serem equipamentos mais elaborados exigem, também, calibrações periódicas e especializadas. No Brasil existe um centro de calibração de FWD da empresa Dynatest, localizado na cidade de Jacareí em São Paulo, certificado pela AASTHO em 2021. Na figura 10.19 mostra-se um centro de calibração norte-americano, sendo que o brasileiro é similar a este. Em 2009, foi criado nos Estados Unidos um novo procedimento e equipamento expedito e portátil para calibração de FWD (FHWA – HRT – 07 - 040). O DNIT tem a norma 132/2010 que indica o procedimento de calibração da célula de carga e dos sensores de um FWD, como forma simplificada de ajustes dos principais sensores do equipamento. A figura 10.20 mostra o esquema de medidas da deformada com o FWD e o esquema das leituras internas dos sensores.

Tanto o FWD quanto a VB podem ser usados no controle da capacidade de suporte das camadas do pavimento desde a sua construção, o que vem sendo cada vez mais usado no país com muitas vantagens (Soares *et al.*, 2000; Salviano, 2015).

As vantagens do FWD em relação à VB convencional são:

- acurácia nas medições;
- possibilidade de aplicação de vários níveis de carga;
- maior produtividade (mais pontos levantados por dia);
- ensaio não influenciado pelo operador; e
- registro automático de temperatura e de distâncias dos pontos de ensaio.

Algumas desvantagens do FWD são: custo do equipamento, necessidade de calibrações mais sofisticadas, diferenças de resultados entre marcas que podem ter distintos arranjos dos pesos e estrutura de ensaio.

A ordem de grandeza das deflexões dos pavimentos asfálticos varia muito com as características da estrutura, o tipo de revestimento, o nível de trincamento, as condições climáticas etc. Como valor típico de deflexão máxima para pavimentos novos pode-se indicar de 30 a 50 ( $\times 10^{-2}$  mm), para um pavimento com revestimento de concreto asfáltico e base granular em boa condição estrutural, e da ordem de 80 ( $\times 10^{-2}$  mm) para um pavimento com revestimento de tratamento superficial. Pavimentos asfálticos com base ou sub-base cimentada em boas condições estruturais apresentam em geral deflexões máximas da ordem de 10 a 30 ( $\times 10^{-2}$  mm).

A vantagem de se poder medir com acurácia a bacia defletométrica do pavimento é utilizá-la para estimar os módulos de elasticidade das camadas, o que permite uma avaliação estrutural mais adequada de cada segmento e o cálculo do reforço estrutural, se necessário, pelos princípios da mecânica dos pavimentos. Isto é possível através da técnica chamada retroanálise, que será discutida, sucintamente, a seguir.

Como o número de equipamentos FWD aumentou no país, e as medidas com este tipo de equipamento é mais rápida e já contempla a determinação da bacia de deflexões, cada vez mais são utilizados estes tipos nos levantamentos das condições estruturais dos pavimentos.

As medições de deflexão com FWD também são feitas em aeroportos. A ANAC indica dois softwares da Federal Aviation Administration (FAA) que podem ser utilizados por operadores de aeródromo e projetistas: o FAARFIELD e o COMFAA. O FAARFIELD é um método de dimensionamento e o COMFAA é utilizado para o cálculo do PCN (número que indica a resistência de pavimentos aeroportuários) que deve ser comparado com o ACN (número que indica o esforço

que cada aeronave induz sobre o pavimento) para liberar a utilização da pista do aeroporto para cada tipo de aeronave. Dados sobre a resistência de pavimentos aeroportuários são informações divulgadas nas publicações aeronáuticas, as quais podem ser acessadas na plataforma AISWeb, do Departamento de Controle do Espaço Aéreo (DECEA). Com o COMFAA também se calcula o consumo de resistência à fadiga (CDF) considerando o número de pousos e decolagens das aeronaves que são autorizadas a utilizar o aeroporto. Na figura 10.21 mostra-se um FWD operando em pista de aeroporto.

**Figura 10.18** – Exemplos de modelos de FWD existentes no país



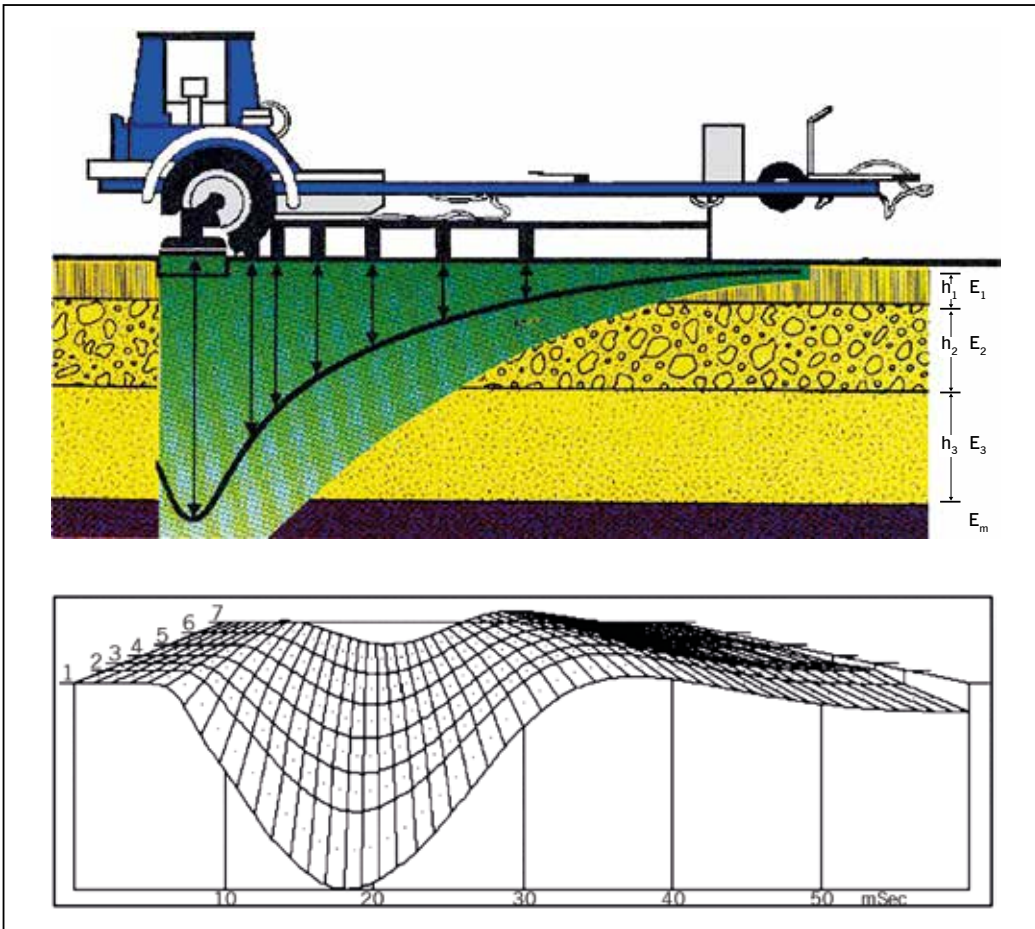
Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 10.19** – Exemplo de modelo de centro de calibração de FWD  
(Fotos: Centro Regional de Calibração do Norte dos EUA)



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 10.20** – Desenho esquemático do FWD e representação fora de escala da bacia de deflexão e representação gráfica da distribuição das deflexões em 3D



Fonte: [www.dynatest.com](http://www.dynatest.com).

**Figura 10.21** – Exemplo de medida de deflexão com FWD em aeroportos



Fonte: Elaborada pelos autores.

#### 10.4 NOÇÕES DE RETROANÁLISE

O entendimento do pavimento como uma estrutura que forma um sistema em camadas que trabalham solidariamente, permite compatibilizar os materiais em termos de rigidez. Aplicando-se os princípios da mecânica dos pavimentos (Medina e Motta, 2015) é possível fazer uma avaliação estrutural mais adequada de todas as camadas e do subleito.

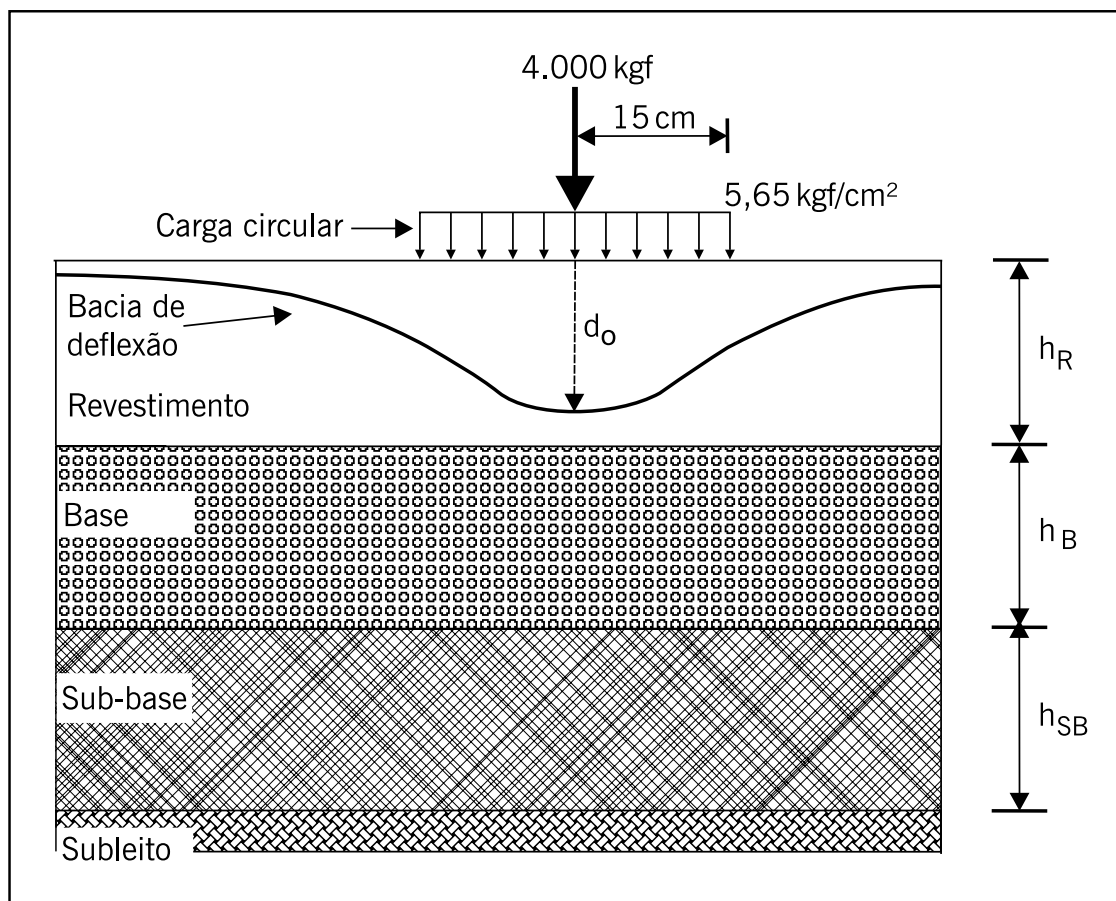
Para se aplicar o cálculo de tensões e deformações para um dimensionamento apropriado do reforço do pavimento, é necessário se conhecer a rigidez de todas as camadas do pavimento e do subleito. Muitos pavimentos em uso foram dimensionados pelo método do CBR (ou ISC) e, assim, não se conhece, a princípio, a característica elástica ou resiliente dos materiais em cada trecho. Porém, mesmo se conhecendo os valores dos módulos de resiliência da época do projeto e construção, eles tendem a ser variáveis com o tempo e o uso e, em alguns casos, variáveis pela ação climática. Uma forma de resolver esse problema seria por meio da avaliação destrutiva por abertura de poços de sondagem, que permitam coletar amostras para determinação destes parâmetros em laboratório (item 10.1). Mas este é um serviço lento e causa transtornos adicionais ao tráfego e ao pavimento. Os poços de sondagem são usados de forma parcimoniosa, mais para ter certeza da estrutura existente em cada segmento homogêneo do que para se obter amostras para ensaios mecânicos. O uso do georradar (GPR) pode contribuir como ferramenta de levantamento contínuo e não destrutivo e para substituir os poços de sondagem, ou pelo menos reduzir em número as aberturas destes recursos destrutivos.

Assim, foi estabelecido um método que permite inferir os módulos de elasticidade das camadas do pavimento e do subleito por interpretação das bacias de deformação – a retroanálise. Usa-se aqui o termo módulo de elasticidade por ser nesse caso um parâmetro retrocalculado e

não determinado em laboratório por meio do ensaio de carga repetida, como é o caso do módulo de resiliência. A retroanálise é um processo que permite estimar os módulos de elasticidade de campo das camadas e do subleito, a partir das bacias de deflexão medidas na superfície do pavimento quando submetido a ensaios não destrutivos (NDT).

A figura 10.22 indica os elementos necessários para entender o conceito do método de retroanálise de pavimentos. Tendo-se o conhecimento da carga externa aplicada para a qual foi obtida a bacia defletométrica e, conhecendo-se as características básicas dos tipos de materiais presentes em cada camada e suas espessuras, é possível inferir os módulos de elasticidade a partir das deflexões obtidas. Esta especificação é feita considerando-se determinada combinação de módulos das camadas de modo a fazer coincidirem a bacia teórica calculada e a bacia de campo determinada. Esta última bacia de campo pode ser obtida a partir de ensaios não destrutivos, utilizando-se equipamentos como a viga Benkelman, mas necessariamente instrumentada e automatizada, ou o FWD, instrumento capaz de obter determinações mais acuradas (Macedo, 1996; Albernaz, 1997; Villela e Marcon, 2001; Nóbrega, 2003).

**Figura 10.22** – Esquema dos dados necessários para se fazer a retroanálise de um pavimento (representação da bacia de deflexão fora de escala para poder evidenciar a forma)



Fonte: Nóbrega, 2003.

A norma ASTM D 5858 (2020) apresenta uma diretriz de entendimento desta técnica e cuidados na sua interpretação. Não se tem norma correspondente no país, mas o *Manual de reabilitação do DNER* (1998) já comentava sobre a retroanálise. No Manual DNIT (2011) este assunto também é mencionado.

Os dados de entrada do processo de retroanálise são: a configuração do carregamento, a bacia defletométrica, seção-tipo do pavimento, coeficientes de Poisson e faixas de valores modulares para cada camada da estrutura.

Em relação aos procedimentos de avaliação estrutural e projeto de reforço de pavimentos flexíveis adotados tradicionalmente pelo DNER (PRO-10/79 – procedimento A, PRO-11/79 – procedimento B, PRO-159/85 e PRO-269/94) que consideram somente a deflexão máxima e eventualmente o raio de curvatura, a retroanálise dos módulos de elasticidade de um pavimento apresenta as seguintes vantagens:

- possibilita a obtenção dos módulos nas condições reais de campo;
- minimiza o número de sondagens para determinação das espessuras e coletas de amostras para determinação dos parâmetros desejados, que são de difícil reprodução em laboratório, além de serem onerosas, perigosas e demoradas;
- os ensaios não destrutivos são menos onerosos e menos demorados do que os ensaios destrutivos; e
- possibilita o uso pleno da bacia defletométrica, não só a deflexão máxima ( $d_0$ ) como nas técnicas de avaliação estrutural preconizadas pelo DNER há décadas.

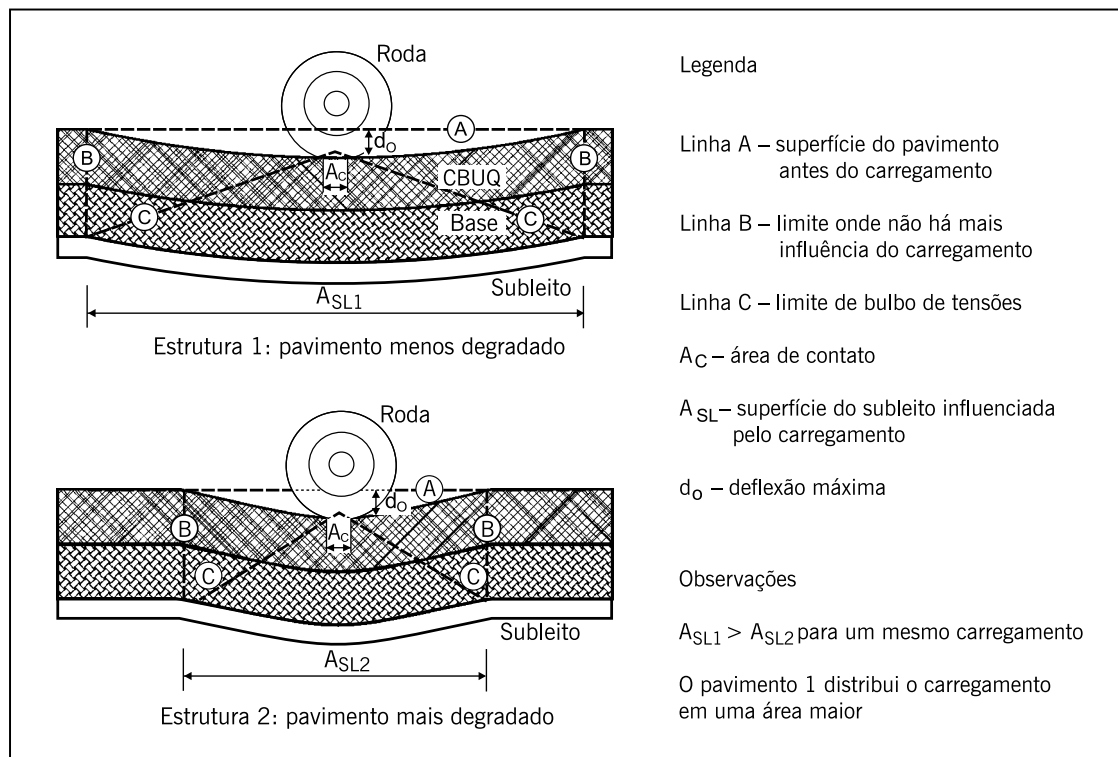
Os métodos tradicionais de projeto de reforço fazem a caracterização estrutural de um pavimento a partir dos valores individuais de deflexão máxima, considerando-os isoladamente. A deflexão máxima possibilita a determinação dos locais onde o pavimento apresenta variações nas deformações verticais reversíveis quando do carregamento imposto pelo tráfego. Entretanto, um mesmo valor de deflexão reversível máxima pode representar numerosos níveis de qualidade estrutural do pavimento, tanto mais crítica quanto mais concentrada a bacia (ou seja, as deflexões próximas à aplicação de carga são expressivamente maiores que aquelas obtidas a poucas dezenas de centímetros do ponto de aplicação de carga, demonstrando falha na distribuição de tensões pela estrutura de pavimento). A forma da bacia de deflexão depende também do tipo da estrutura de pavimento, da combinação das camadas e de seu comportamento. Ou seja, pode-se obter uma mesma deflexão máxima para diversas combinações estruturais, conforme ilustra a figura 10.22.

Nos procedimentos A e B do DNER recomenda-se o levantamento da bacia defletométrica, em poucos pontos (dois ou três pontos em 1 km de extensão), mas não é feito o uso pleno desta determinação. O procedimento B incorpora esses dados no cálculo do raio de curvatura, o que subestima a potencialidade da bacia defletométrica que, usada de forma adequada, fornece parâmetros bastante úteis para a avaliação estrutural completa, que engloba a estimativa dos módulos de elasticidade das camadas que compõem o pavimento.

A sistemática de retroanálise se justifica por permitir:

- inferir os módulos de elasticidade “E” nas condições de campo;
- eliminar ou minimizar coleta de amostras;
- caracterizar com rapidez as camadas em termos de elasticidade; e
- verificar a condição estrutural de cada camada e subleito.

**Figura 10.23** – Diferentes formas de bacia defletométrica indicam diferentes capacidades de carga para a mesma deflexão máxima



Fonte: Nóbrega e Motta, 2003.

A retroanálise permite estimar qual a camada que mais está contribuindo para a deflexão e assim apontar qual delas contribuiu mais para a incidência de danos por fadiga caso estes já estejam presentes. Assim, nem sempre a solução será um acréscimo de espessura somente. Outras soluções podem ser mais adequadas, tais como fresagem ou intervenções do tipo restauração total – ver capítulo 11.

As desvantagens de obtenção dos módulos de elasticidade por retroanálise são:

- a sensibilidade do cálculo dos valores dos módulos de elasticidade aos valores das bacias defletométricas que possuem uma imprecisão inerente aos levantamentos de campo;
- a confiabilidade dos instrumentos e dos procedimentos operacionais de medição das deflexões deve ser continuamente verificada;
- os módulos de elasticidade retroanalisados não representam necessariamente os módulos reais dos materiais das camadas e sim “módulos equivalentes” (a igualdade depende de diversos fatores, como por exemplo número de camadas, grau de trincamento, homogeneidade de material e regularidade de espessura); e
- o conjunto de módulos retroanalisados não é único, depende do programa utilizado para obtê-los, das hipóteses simplificadoras, dos níveis de ajustes atingidos etc.

Esta ideia da retroanálise não é nova e já existem métodos de retroanálise desde a década de 1970. Porém, com o advento dos equipamentos automatizados tipo FWD e com o avanço da computação, houve um acelerado desenvolvimento dessa tecnologia, hoje fartamente disponível em várias versões de *softwares*.

Os programas se dividem em simplificados e iterativos. Entre os iterativos, todas as empresas e instituições que possuem FWD dispõem de um método de retroanálise associado – por exemplo, o ELMOD, da empresa Dynatest do Brasil. É possível também se conseguir na internet muitos desses programas.

Entre os programas simplificados brasileiros, um dos primeiros foi o RETRAN2CL, desenvolvido por Albernaz (1997) que se baseia nas seguintes hipóteses e simplificações, entre outras:

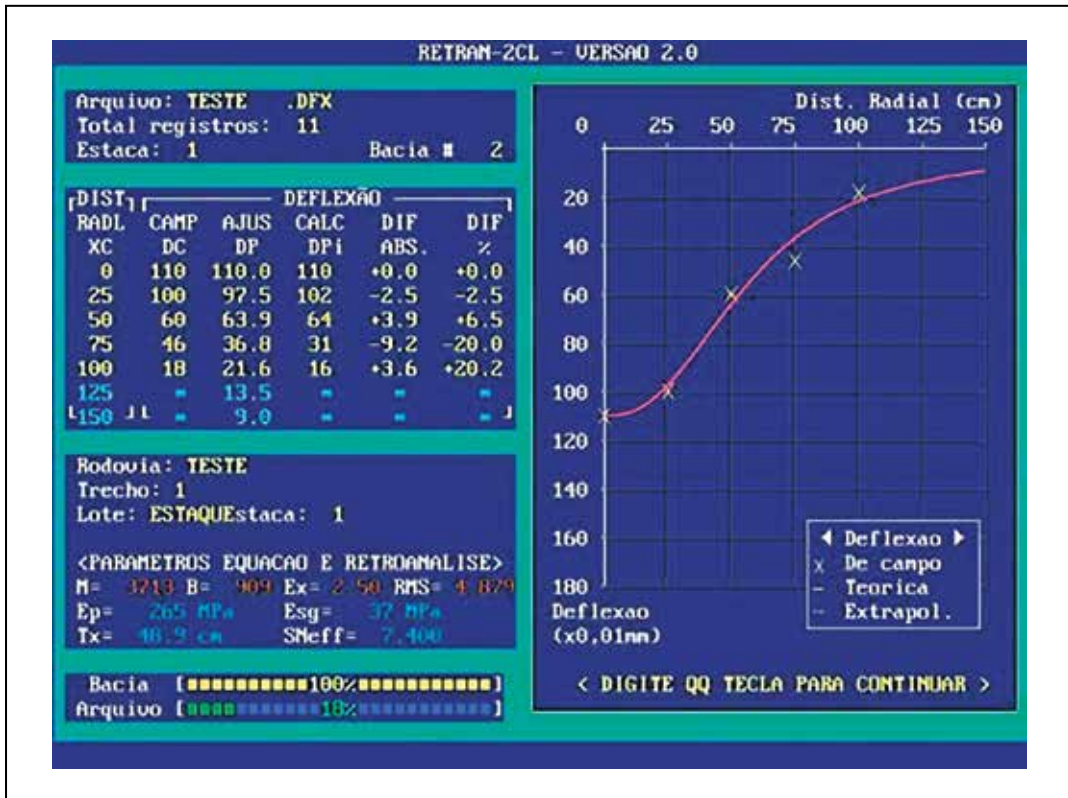
- modelagem como um sistema ideal elástico de duas camadas: (i) pavimento, e (ii) subleito;
- materiais da estrutura de pavimento são considerados sem peso, homogêneos e isotrópicos;
- pavimento tem uma espessura uniforme e uma largura infinita; o subleito tem espessura infinita;
- coeficiente de Poisson é 0,5 para o pavimento e o subleito; e
- aplicação em pavimento com espessura menor que o raio da placa de carga não é confiável.

A figura 10.23 mostra uma das telas do programa RETRAN2CL em que é possível observar o ajuste entre a bacia medida e a calculada, e os módulos retroanalizados do pavimento e do subleito. Com esses valores é possível avaliar a capacidade estrutural do pavimento e calcular a eventual espessura de reforço necessária para o trecho avaliado. A retroanálise não serve somente para avaliação estrutural e projeto de reforço, já tendo sido usada para o desenvolvimento de método de dimensionamento de pavimentos novos de vias de baixo volume de tráfego (Alvarez Neto, 1997; Alvarez Neto *et al.*, 1998). Nestes referidos trabalhos, a retroanálise foi usada na estimativa de módulos de elasticidade de camadas de pavimentos de trechos já implantados e serviu de calibração do método de dimensionamento proposto. Além disso, a retroanálise é recomendada como forma de estimar o módulo de elasticidade de trabalho do subleito (“para grandes extensões, o levantamento *in situ* torna-se mais econômico que a realização de uma campanha de ensaios para extração, coleta e ensaios de amostras de solos” [Alvarez Neto, 1997, p. 152]).

Os dados da retroanálise podem contribuir para a elaboração de projetos mais confiáveis, para pavimentos mais duráveis, representando um ganho de tempo nos projetos e minimizando a coleta de amostras. A retroanálise é o procedimento de projeto de reforço que mais evoluiu no mundo. É fundamental que os procedimentos de retroanálise de bacias defletométricas sejam claramente compreendidos para que o projetista e o contratante conheçam as vantagens e as limitações da modelagem utilizada. Há, ainda, a necessidade de balizar os programas e procedimentos de retroanálise pelos ensaios de laboratório ou faixas de valores de módulos de elasticidade consistentes.



Figura 10.24 – Tela do programa RETRAN2CL



Fonte: Albernaz, 1997.

No caso de um trecho homogêneo de pavimentos, têm-se em geral medidas de bacias em várias seções ou estacas intermediárias. Uma questão que se coloca é: (i) deve-se fazer a retroanálise em todos os pontos levantados, para em seguida obter a média dos módulos retroanalizados, ou será que (ii) deve-se obter uma bacia média e fazer somente uma retroanálise por trecho? A primeira hipótese sempre é a melhor, porém é muito trabalhosa e consome bastante tempo de análise. Mostra-se que é possível chegar a resultados adequados definindo duas curvas correspondentes à curva média mais ou menos um desvio padrão, e assim fazer a retroanálise obtendo-se valores próximos da análise ponto a ponto (Nóbrega *et al.*, 2003).

A escolha do programa de retroanálise e o conhecimento das suas condições de ajustes dos módulos para atender a determinado conjunto de bacias de deflexão é uma tarefa complexa e que tem consequência na avaliação final da real condição estrutural de um trecho de rodovia. Em geral, é difícil que diferentes programas de retroanálise levem a um mesmo conjunto de módulos retroanalizados.

Vários autores pesquisaram ou utilizaram métodos de retroanálise nos últimos anos, e para maior detalhamento deste tópico citam-se os seguintes: Fonseca (2002); Cavalcante (2005); Pereira (2007); Franco (2007); Theisen *et al.* (2009); Lopes (2012); Torquato e Silva *et al.* (2014); Pantolfo *et al.* (2016); Dotto (2016); Costa *et al.* (2017), Lopes (2019); etc. Para aeroportos, citam-se Rezende (2018) e Scalco (2020), entre outros.

Quando se utilizam vigas Benkelman eletrônicas (instrumentadas e automatizadas) também é possível, eventualmente, se obter bacias defletométricas que possam ser analisadas por retroanálise, como por exemplo mostram Pandolfo *et al.* (2016).

Como exemplo, entre as referências citadas, Dotto (2016) fez interessante pesquisa sobre retroanálise e características de rigidez das camadas, analisando diferentes segmentos de rodovias do Rio Grande do Sul. Utilizou quatro programas de retroanálise (BackFAA, BackSispav, Evercalc e Mnlayer) e analisou medidas de deflexão obtidas com FWD e VB. Investigou a influência das condições climáticas e os efeitos das correções das temperaturas. Tem um rico banco de dados, com variações das medidas e das análises. Aconselha-se a leitura desta dissertação e de outras. Torquato e Silva *et al.* (2014) realizaram retroanálise de trecho acompanhado pelo LMP/UFC por meio do pacote computacional CAP3D. Os autores contrastaram os valores obtidos com resultados laboratoriais, o que permitiu o diagnóstico da condição estrutural das camadas da rodovia, a qual apresentava sub-base de reduzida rigidez. Mais adiante a pesquisa resultou no programa de retroanálise BackCAP, baseado no Método dos Elementos Finitos, conforme mostra a figura 10.24(a).

Como uma forma de contornar esta variabilidade entre programas de retroanálise e, também, permitir a criação de um novo método de projeto de reforço que substitua os tradicionais do DNER, o novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNIT – MeDiNa – incorpora um método de retroanálise que tem as mesmas bases de cálculo do método de dimensionamento de pavimentos novos. Assim, o “pacote” é composto de um programa de análise de tensões e deformações (AEMC), um programa de retroanálise (BackMedina) e um programa de dimensionamento propriamente dito. As calibrações foram feitas considerando vários segmentos acompanhados por vários anos (Fritzen *et al.*, 2019a, 2019b). O DNIT disponibiliza as versões atualizadas do software gratuitamente (DNIT, MeDiNa versão 1.1.4.0, 2020).

A figura 10.24(b) mostra uma das telas de entrada e de saída do programa BackMedina; à esquerda, um conjunto de medições de bacia de deflexão a cada estaca, e a cor verde representando que a retroanálise conseguiu reproduzir bem a deformada de campo, e na cor amarela estão as bacias para as quais as várias tentativas de retroanálise ainda resultaram em um erro maior do que o admissível como ótimo. Os resultados dos módulos elásticos obtidos das retroanálises das várias bacias de deflexão avaliadas no segmento homogêneo são utilizadas para se fazer o projeto de reforço estrutural utilizando o próprio MeDiNa.

O DNIT (2015) propôs um catálogo de soluções de restauração previstas para dez anos de vida útil com base nos métodos DNER-PRO 11/79 e DNER-PRO 269/94, que consideram somente a deflexão máxima do pavimento atual para propor uma espessura de reforço. De forma mais abrangente, o método MeDiNa dimensiona o reforço da estrutura do pavimento com base na deformabilidade dos materiais, curva de fadiga do material do reforço e na previsão de trincamento, sendo os módulos de elasticidade das camadas obtidos por retroanálise das bacias de deflexão utilizando o BackMeDiNa.

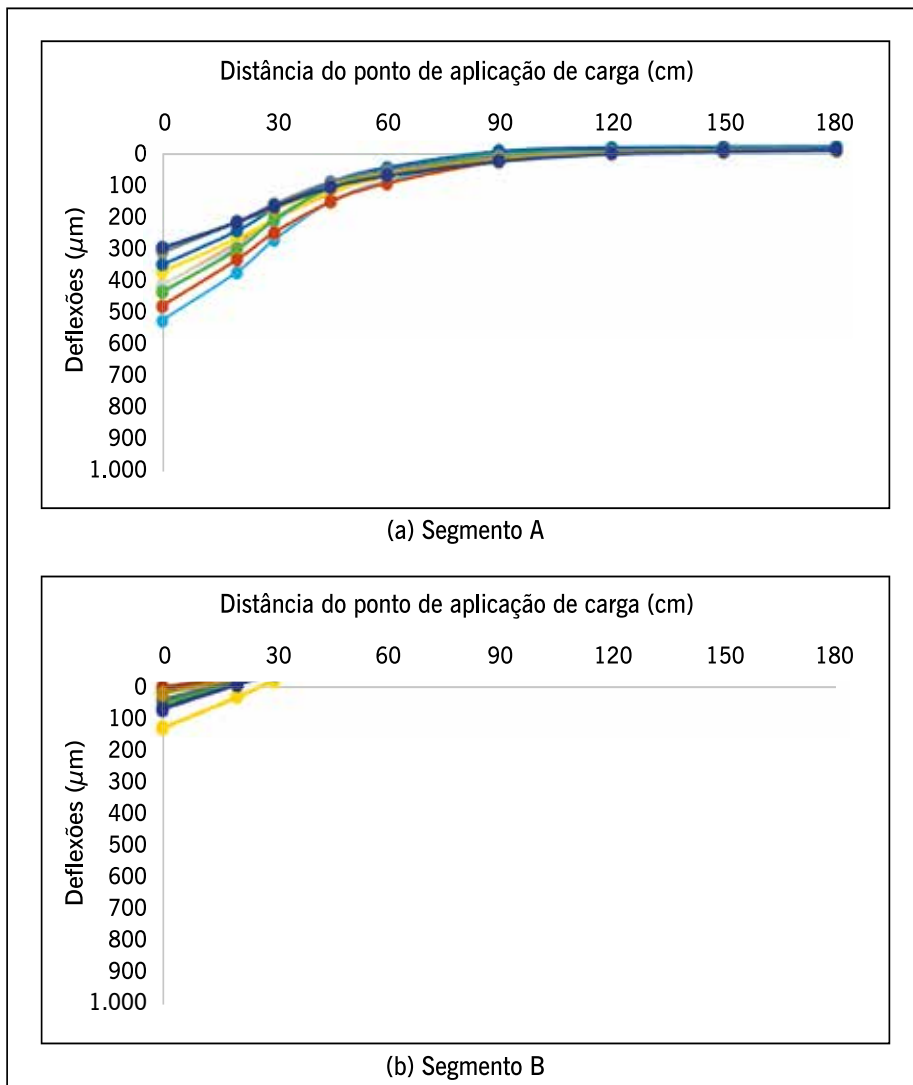
Souza Jr (2018) analisou 13 segmentos de uma rodovia federal comparando as soluções do Catálogo do DNIT (2015) e soluções por meio de análises com o MeDiNa após retroanálise. Verificou que em 78% dos casos analisados as soluções indicadas pelo Catálogo do DNIT (2015) não atingiriam a vida útil de projeto ao se considerar a retroanálise e o projeto de reforço considerando as mesmas. Nas análises dos trechos desta pesquisa, observaram-se camadas de base com baixa rigidez, sendo muito deformáveis e pode-se concluir que a indicação de soluções como fresagem somente da camada de revestimento e posterior reforço mostraram-se inadequadas sem o tratamento da camada de base. O catálogo de soluções do DNIT foi estabelecido para uso em um SGP visando o planejamento rodoviário em nível de rede, com isso observou-se certa generalização de soluções para trechos diversos, porém com características que se enquadram em um padrão admitido no catálogo como se fossem equivalentes às estruturas diversas. Devido a isso foi possível observar soluções inadequadas sendo indicadas em



A título de exemplo de retroanálise, apresenta-se na figuras 10.25 as bacias de deflexão de dois segmentos rodoviários analisados por retroanálise. O segmento A apresentava uma condição de tráfego ruim, com 25% de área trincada, IRI = 4,5 m/km e deflexão característica (média + desvio padrão) de 53,0 (0,01 mm). O segmento B apresentava uma condição de tráfego também ruim, com 15% de área trincada, IRI = 4,0 m/km e deflexão característica (média + desvio padrão) de 25,0 ( $\times 10^{-2}$  mm). Para o cálculo dos MR retroanalizados, do segmento B, foi necessário dividir a camada asfáltica em duas por se tratar de duas camadas asfálticas construídas em períodos diferentes. Foi aberto poço de sondagem em cada segmento, feitos ensaios de MR das amostras, e os resultados da avaliação das espessuras estão indicados nas tabelas 10.1 e 10.2.

Aplicando-se o BackMedina para fazer a retroanálise das bacias de cada segmento, foram obtidos os módulos elásticos retroanalizados indicados nas tabelas 10.3 e 10.4. Para o cálculo dos MR retroanalizados, a camada de reforço e o subleito foram considerados conjuntamente em um único espaço semi-infinito. Entrando-se com estes valores dos módulos retroanalizados no programa MediNa, o projetista pode avaliar as soluções de reforço que melhor se apliquem considerando o tráfego futuro.

**Figura 10.26** – Bacias de deflexão de dois segmentos homogêneos de pavimentos de uma rodovia



Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**TABELA 10.1 – CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO DO SEGMENTO A**

Camada	Espessura (cm)	Material	MEA (g/cm <sup>3</sup> ) <i>in situ</i>	Umidade (%) <i>in situ</i>
Revestimento	12	CBUQ	–	–
Base	22	BGS	1,618	5,4
Sub-base	13	BGS	1,977	4,2
Reforço	13	Solo	1,705	12,7
Subleito	–	Solo fino	1,589	17,6

Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**TABELA 10.2 – CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO DO SEGMENTO B**

Camada	Espessura (cm)	Material	MEA (g/cm <sup>3</sup> ) <i>in situ</i>	Umidade (%) <i>in situ</i>
Revestimento 1	12	CBUQ	–	–
Revestimento 2	7	CBUQ	–	–
Base	33	Solo pedregulhoso	1,723	2,5
Subleito	–	Solo fino	1,595	18,9

Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**TABELA 10.3 – MÓDULOS RETROANALISADOS DA ESTRUTURA DO SEGMENTO A**

Segmento	Camada	Material	MR (MPa)		
			Menor	Média	Maior
A	Revestimento	CBUQ	10.730	12.356	15.281
	Base	BGS	253	534	738
	Sub-base	BGS	262	411	528
	Reforço	Solo	158	226	376
	Subleito	Solo argiloso	116	236	465

Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**TABELA 10.4 – MÓDULOS RETROANALISADOS E MEDIDOS EM LABORATÓRIO DA ESTRUTURA DO SEGMENTO B**

Segmento	Camada	Material	Módulo de resiliência (MPa)		Coeficiente de Poisson
			Retroanalizado	Laboratório	
A	Revestimento 1	CBUQ	14969	15000	0,30
	Revestimento 2	CBUQ	3352	3188	0,30
	Base	Solo pedregulhoso	490	418	0,40
	Subleito	Solo argiloso	363	373	0,45

Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

## 10.5 SIMULADORES DE TRÁFEGO

Os simuladores de tráfego são grandes equipamentos de campo que permitem fazer importante avaliação estrutural de seções de pavimento, para determinação de vida de fadiga em condi-

ções muito mais próximas da situação real de condições de tráfego e de materiais do que os ensaios de laboratório vistos no capítulo 6, mas de forma acelerada em relação ao desempenho.

Existem vários tipos desses equipamentos que consistem, de forma geral, em fazer atuar uma ou duas rodas de caminhão sobre uma curta seção do pavimento a ser testado, por ciclos de carga contínuos durante várias horas por dia. Assim, reproduz-se em curto espaço de tempo o número de passagens de eixos previstos no projeto da estrutura ensaiada. Assim, é possível testar novos materiais e métodos de dimensionamento, entender o comportamento de distintos perfis de pavimentos e concluir sobre eficiências de técnicas de restauração, por exemplo.

No Brasil, três tipos de simuladores de tráfego estão ou já estiveram em atividade:

- o primeiro instalado foi o simulador circular do IPR/DNER em 1980 no Rio de Janeiro Silva, 2001), mostrado na figura 10.27(a). A concepção desse simulador é baseada no princípio do simulador francês de pista do LCPC instalado em Nantes, apresentado na figura 10.27(b);
- o segundo instalado no país foi o simulador linear da UFRGS/DAER-RS em 1995 em Porto Alegre (Nunez, 1997), mostrado nas figuras 10.27(c) e (d). A Universidade Federal do Ceará (UFC) conta com um simulador também do tipo linear (Bastos, 2016), construído no âmbito da Rede Asfalto N/NE, financiada pela Petrobras e pela FINEP em parceria com uma empresa local, mostrado nas figuras 10.27 (e) e (f);
- o terceiro tipo é o simulador móvel tipo HVS (*heavy vehicle simulator*), de concepção brasileira, que permite testar trechos de estradas em uso (Fritzen, 2005), mostrado nas figuras 10.27(g), (h) e (i). Esse tipo de equipamento tem a grande vantagem de poder ser transportado para o local de teste. Existem dois desses equipamentos móveis disponíveis e atuantes no país desde 2003.

Existem no mundo simuladores HVS que podem ser deslocados de um ponto a outro por meio de carreta, como o brasileiro, ou através de sua própria potência. Torna-se possível a simulação acelerada do comportamento de um pavimento ao longo de sua vida de serviço com a construção de um pequeno trecho de pavimento numa faixa adicional colocada ao lado do pavimento existente, prática comum em alguns países, ou na própria pista, como se tem realizado no Brasil. Além desses aspectos, o HVS pode simular os testes com controle de temperatura através de uma câmara *add-on*. Os efeitos da umidade também podem ser levados em consideração com o uso de sistemas de molhagem da superfície e técnicas simples de injeção de água nas camadas de base e sub-base, e no subleito.

Várias pesquisas já foram realizadas com os simuladores de tráfego no Brasil. Como exemplo, citam-se: Nunez (1997); Fritzen (2005); Motta *et al.* (2006); Nunez *et al.* (2006); Vale (2008); Nunez *et al.* (2009); Ramirez (2010); Silva (2011); Negrão (2012); Rivoiri Jr (2014); Camargo (2016); Colpo (2019); Bastos e Soares (2019) entre outros.

**Figura 10.27** – Exemplos de simuladores de tráfego



Fonte: Elaborada pelos autores.

## 10.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A avaliação estrutural é fundamental para se determinar a capacidade de carga de um pavimento, desde a sua construção e ao longo da sua vida, para definir a época mais adequada de fazer uma intervenção de restauração, e qual deve ser a técnica a ser empregada.

Cada pavimento tem sua deflexão admissível, determinada a partir de um dimensionamento mecanístico, que faz uso dos parâmetros de módulo de resiliência dos materiais de cada camada e do subleito, dos coeficientes de Poisson de cada material e dos critérios de fadiga e de deformação permanente definidos ao longo deste livro. Da mesma forma, o projeto de um reforço estrutural também deverá ser feito levando em conta esses critérios.

Foge ao escopo deste livro o detalhamento de tais métodos de dimensionamento, mas estimula-se o leitor a procurar outros livros sobre o assunto, como, por exemplo, Pinto e Preussler (2002); Huang (1993, 2003); Medina e Motta (2015), entre outros. Para mais informações sobre o novo método de dimensionamento do DNIT – MeDiNa –, vários relatórios estão disponíveis na página deste órgão e devem ser consultados.



## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AGUIAR, J. C. M. *Radar de Penetração no Solo (GPR): Aspectos geofísicos e geodésicos, processamento e análises em pavimento flexível*. 128 f. Dissertação de Mestrado (Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação) – Centro de Tecnologia e Geociências, Departamento de Engenharia Cartográfica, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2005.
- ALBERNAZ, C. A. V. *Método simplificado de retroanálise de módulos de resiliência de pavimentos flexíveis a partir da bacia de deflexão*. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1997.
- ALVAREZ NETO, L. *Proposta de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis com a utilização de solos tropicais em estruturas de baixo volume de tráfego*. 288 f. Tese (Doutorado) Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, São Paulo. 1997.
- \_\_\_\_\_; BERNUCCI, L. L. B.; NOGAMI, J. S. Proposta de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis para vias de baixo volume de tráfego com a utilização de solos lateríticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31., São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABPV, 1998. p. 372-89.
- ANAC. Manual de cálculo de PCN de pavimentos aeroportuários usando o COMFAA 3.0. 2020.
- ANDRADE, L.R. *Comparação do comportamento de pavimentos asfálticos com camadas de base granular, tratada com cimento e com estabilizantes asfálticos para tráfego muito pesado*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2016.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. ASTM D4695-96: *standard guide for general pavement deflection measurements*. USA. 2000.
- \_\_\_\_\_. ASTM D4748-98: *standard test method for determining the thickness of bound pavement layers using short-pulse radar*. USA. 2000.
- \_\_\_\_\_. ASTM D5858-96e1: *standard guide for calculating in situ equivalent elastic moduli of pavement materials using layered elastic theory*. USA. 2002.
- BASTOS, J. B. S. *Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecânico-empírico*. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) Centro de Tecnologia – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 2016.
- \_\_\_\_\_; SOARES, J. B. Construção e instrumentação de pavimentos asfálticos submetidos ao Simulador de Grande Porte (SGP). *Revista Tecnologia (Unifor)*, v. 40, p. 1-19, 2019.
- BORGES, C. B. S. *Estudo comparativo entre medidas de deflexão com Viga Benkelman e FWD em pavimentos da malha rodoviária estadual de Santa Catarina*. Dissertação (Mestrado) Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina. 2001.
- CAMARGO, F. F. *Field and laboratory performance evaluation of a field-blended rubber asphalt*. Tese (Doutorado) Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2016.
- CARNEIRO, F. B. L. Viga Benkelman, instrumento auxiliar do engenheiro de conservação. In: Simpósio De Pesquisa Rodoviária. Rio de Janeiro. Public. 85-GTPC-65-03. Rio de Janeiro: IPR. 1965.

- CAVALCANTE, F. P. Avaliação das Características Funcionais e Estruturais da Rodovia Br-230/Pb - Lote III. (Dissertação de Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. 2005.
- CROW. Falling Weight Deflectometer calibration guide. *National Information and Technology Centre for Transport and Infrastructure*. The Netherlands. 2011.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *Manual de reabilitação de pavimentos*. Rio de Janeiro: DNER. 1998.
- \_\_\_\_\_. ME 061/94: *delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 24-94: *determinação das deflexões no pavimento pela viga Benkelman*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. PRO 10/79: *avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis, procedimento A*. Rio de Janeiro, 1979.
- \_\_\_\_\_. PRO 11/79: *avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis, procedimento B*. Rio de Janeiro, 1979.
- \_\_\_\_\_. PRO 159/85: *projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos*. Rio de Janeiro, 1985.
- \_\_\_\_\_. PRO 269/94: *projeto de restauração de pavimentos flexíveis: Tecnapav*. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. PRO 273/96: *determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo falling weight deflectometer (FWD)*. Rio de Janeiro, 1996.
- DNIT. IPR 720. MANUAL DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro, RJ. 2006.
- \_\_\_\_\_. IPR 745. MANUAL DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro, RJ. 2011.
- \_\_\_\_\_. IPR. MeDiNa versão 1.1.4.0. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro. 2020.
- \_\_\_\_\_. ME 133/2010. Pavimentação asfáltica – Delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da Viga Benkelman – Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro. 2010.
- \_\_\_\_\_. PRO 132/2010. Pavimentos – Calibração da célula de carga e de sensores de deflexão dos deflectômetros do tipo “Falling Weight Deflectometer (FWD)” – Procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro, RJ. 2010.
- \_\_\_\_\_. PRO 162/2012. Pavimentos - Determinação de deflexões utilizando o Deflectógrafo Lacroix – Procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro. 2012.
- \_\_\_\_\_. PRO 170/2016. Pavimentos - Pavimentos - Determinação de deflexões utilizando o Curviâmetro - Procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro. 2016.
- \_\_\_\_\_. PRO 171/2016. Calibração dos sensores do deflectógrafo Curviâmetro – Procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura. Rio Janeiro. 2016.

- \_\_\_\_\_. Relatório Técnico – Catálogo de Soluções de Manutenção para Pavimentos Flexíveis. Departamento Nacional de Infraestrutura. Brasília/DF. 2015.
- FEDERATION AVIATION ADMINISTRATION – FAA. Advanced Airport Pavement Design Procedures – FAARFIELD 3D Finite Element Base Design Procedure. Disponível em: <<http://www.airporttech.tc.faa.gov/Airport-Pavement/AdvancedPavement-Design/3-D-Finite-Element-Model>>
- \_\_\_\_\_. Airport Pavement Design and Evaluation. Advisory Circular N°: 150/5320-6F. Washington, 2016.
- \_\_\_\_\_. FAARFIELD. Standard thickness design software accompanying AC 150/5320- 6F Airport Pavement Design and Evaluation – Version 1.42.
- FERREIRA, E. R. *Procedimentos automáticos para apoio na avaliação de pavimentos com o uso de imagens digitais*. 260 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Viçosa, Viçosa/MG. 2010.
- FERRI, S. *Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. 2013.
- FONTES, L. P. T. L. *Contribuição à investigação geotécnica de vias urbanas não pavimentadas através do emprego do penetrômetro dinâmico de cone*. 185 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2001.
- FRITZEN, M. A. *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio-Teresópolis*. 2005. 250f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2005.
- \_\_\_\_\_. *Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos*. Tese (Doutorado em PEC - COPPE/UFRJ - Programa de Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2016.
- \_\_\_\_\_; FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G.; UBALDO, M. O. Atualização da função de transferência de dano de fadiga para a área trincada do programa MeDiNa. *In: 9º CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS*. Lisboa. 2019.
- \_\_\_\_\_; UBALDO, M. O.; LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; FRANCO, F. A. C. P. Estudo de projeto de reforço utilizando o método de dimensionamento nacional – MeDiNa. *In: 9º CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS*. Lisboa. 2019.
- GONÇALVES, F. P.; CERATTI, J. A. P. Utilização do *ground penetration* radar na avaliação de pavimentos. REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31., São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABPv, 1998. v. 1, p. 390-404.
- HENRIQUE, Y. F.; MOTTA, L. M. G. *Método de Avaliação de Pavimentos Aeroportuários-Aplicação a um Aeródromo Militar*. Rio de Janeiro, 2013.
- HUANG, Y.H. *Pavement analysis and design*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall. 1993. 805p.
- \_\_\_\_\_. *Pavement analysis and design*. 2. ed. Englewood Cliffs: Prentice-Hall. 2003. 900p.

- LOPES, F. M.; FORTES, R. M.; SUZUKI, C. Y. Pavimentos Flexíveis com Revestimento Asfáltico – Avaliação Estrutural a Partir dos Parâmetros de Curvatura da Bacia de Deformação. *Pavimentação*, v. 8, n. 30, p. 58-65, 2013.
- LOPES, J. *Contributo para o estudo da utilização do deflectómetro de impacto ligeiro*. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Lisboa. 2010.
- MACÊDO, J. A. G. *Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. Tese (Doutorado) Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1996.
- MAGALHÃES, B. A. C. Comparação de diferentes métodos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos rodoviários. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, 2015.
- MARGARIDO, R. A. *et al.* Ground Penetration Radar. GPR. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31., v. 2, p. 889-897. 1998.
- MEDINA, J. *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro: UFRJ. 1997.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos pavimentos*. 2015.
- MEDINA, J. de *et al.* Utilização de Ensaios Defletométricos e de Laboratório para a Avaliação Estrutural de Pavimentos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28., v. 1, p. 595-625. 1994.
- MORAES, C. G. *Análise de bacias deflectométricas obtidas por equipamentos do tipo Falling Weight Deflectometer (FWD)*. Dissertação (Mestrado) Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2015.
- MOTTA, L. M. G.; VIANNA, A. A. D.; MULLER, R. M. e FRITZEN, M. A. (2006) Avaliação do comportamento de diversos tipos de revestimento betuminosos, projetados pelos métodos Marshall e SUPERPAVE, sob a ação de tráfego simulado em modo acelerado por Heavy Vehicle Simulator – HVS. *Relatório de Pesquisa*. Concessionária Nova Dutra.
- NEGRÃO, D. P. *Contribuição para calibração de curva de evolução de afundamentos em trilha de roda de revestimentos asfálticos com utilização de resultados obtidos de simulador de tráfego em escala real*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2012.
- NÓBREGA, E. S. *Comparação entre métodos de retroanálise em pavimentos asfálticos*. 365 f. Dissertação (Mestrado) Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2003.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G. Comparação de métodos de retroanálise e sua influência no dimensionamento de reforço. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 34., Campinas/SP. *Anais...* Campinas: ABPv. 2003.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; MACEDO, J. A. G. Retroanálise em pavimentos asfálticos: escolha de bacia representativa de segmentos homogêneos. 17º CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ANPET. 2003. v. 1. p. 262-273.
- NÚÑEZ, W. P. *Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados*. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1997.

- \_\_\_\_\_; CERATTI, J. A. P.; THEISEN, K. M.; MORILHA JÚNIOR, A. Accelerated Pavement Testing to Compare Efficiency of Overlay Materials Used in Brazil. *Transportation Research Record*, v. 1, p. 138-144. 2006.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J. A.; ACIOLI, L. *Adoção de Pavimentos Permeáveis para Reduzir o Alagamento em Vias Urbanas - Estudo de Caso com Monitoramento Estrutural e Hidráulico. XVII Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito, Transporte y Logística*, Santiago de Chile. Memorias del PANAM 2012. Santiago de Chile: Universidad de los Andes. 2012.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; VICTORINO, D. R.; BRITO, L. A. T. How Fast Will These Cracks Grow? Evaluating Cracking in an Asphalt Pavement Loaded by a Mobile Traffic Simulator. Sixth International Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, Turim, Itália. 2009. Proceedings of the MAIREPAV 6. Turim: Ezio Santagata, 2009. v. II. p. 1084-1093. 2009.
- OLIVEIRA, F. H. L. *Proposição de estratégias de manutenção de pavimentos aeroportuários baseadas na macrotextura e no Atrito: estudo de caso do Aeroporto Internacional de Fortaleza*. 178p. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes – Universidade Federal do Ceará/CE. 2009.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. *Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: Copiarte. 2002. 269p.
- PREUSSLER, L. A. *Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2007.
- RAMIRES, M. C. P. *Efeitos da presença do nível d'água no comportamento dos solos da camada final de terraplanagem*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2010.
- REZENDE, C. W. A. *Estudo do impacto durante o pouso de aeronaves modernas pesadas em pavimentos flexíveis de pistas de aeroportos*. Dissertação. UFPR. 2018.
- RIVOIRE JÚNIOR, L. *Avaliação de Misturas Asfálticas Mornas com Emprego de Simulador Linear de tráfego*. Tese (Doutorado em Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2014.
- ROCHA FILHO, N. R. *Estudo de técnicas para avaliação estrutural de pavimentos por meio de levantamentos deflectométricos*. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura de Transportes) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica-ITA, São José dos Campos/SP. 1996.
- RODRIGUES, P. R. *Medidas de deflexão em pavimentos asfálticos urbanos com o deflectômetro de peso leve*. Dissertação. Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC. 2018.
- SABESP. Norma Técnica NTS 327. Controle de compactação em reaterros de valas com o uso do Dynamic Cone Penetrometer (DCP). Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo. São Paulo, SP, 2019.
- SCALCO, B. *Análise de pistas de aeroportos sob carga de impacto: estudo do pouso em pavimento semirrígido considerando grandes aeronaves*. Dissertação. UFPR. 2020.

- SILVA, A. H. M. *Avaliação do comportamento de pavimentos com camada reciclada de revestimentos asfálticos a frio com emulsão modificada por polímero*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2011.
- SILVA, J. P. S. Aderência Pneu-Pavimento em Revestimentos Asfálticos Aeroportuários. 134p. Dissertação (Mestrado, Publicação G.DM-165/2008, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Brasília, Brasília/DF. 2008.
- SILVA, P. D. E. A. *Estudo do reforço de concreto de cimento Portland (whitetopping) na pista circular experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias*. 300 f. Tese (Doutorado). COPPE. UFRJ. 2001.
- SOARES, J. B.; MOTTA, L. M.; SOARES, R. F. Análise de bacias deflectométricas para o controle de construção de pavimentos asfálticos. *In: 14º CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES*. Gramado. *Anais...* Gramado: ANPET. 2000.
- SPECHT, L. P.; SOARES, M. L.; REIS, R. M. M. ; CERATTI, J. A. P. Influência do tipo de revestimento asfáltico no ruído ambiental. *In: XVI CONGRESSO IBERO-LATINOAMERICANO DO ASFALTO*, Rio de Janeiro. *Anais do XVI CILA*. Rio de Janeiro: IBP. 2011. v. 1. p. 124-133.
- TORQUATO e SILVA, S. A.; SOARES, J. B.; HOLANDA, A. S.; OLIVEIRA, J. A. Utilização do Método dos Elementos Finitos em Retroanálise de Pavimentos Flexíveis. *In: XXVIII CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES*, Curitiba. *Anais do XXVIII Congresso*, ANPET. 2014.
- TORRES, V. C. A. *Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica para Controle de Compactação de Vias Urbanas da Cidade de Curitiba/PR*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. 2017.
- TRICHÊS, G.; FONTES, L. P. T. L.; DAL PAI, C. M. Procedimentos técnicos para o emprego do cone de penetração e investigação de pavimentos urbanos. *In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO*, 35., Rio de Janeiro. *Anais...* v. 1. p. 1-13. 2004,
- \_\_\_\_\_; CARDOSO, A. B. Avaliação da capacidade de aterros e subleito de rodovias e utilizando o penetrômetro dinâmico de cone e a viga Benkelman. *In: Transporte em transformação* São Paulo: Makron Books. 2001. v. 1. p. 35-49.
- VALE, A. F. *Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para a determinação de comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2008.
- VILLELA, A. R. A.; MARCON, A. F. Avaliação estrutural de pavimentos utilizando um método simplificado de retroanálise – Retran-2CL. *In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO*, 33., Florianópolis. *Anais...* p. 622-33. 2001.

## 11.1 INTRODUÇÃO

Para a definição de alternativas de restauração é necessário o estudo da condição do pavimento existente. Este estudo é precedido por uma avaliação funcional (capítulo 9) e uma avaliação estrutural (capítulo 10). Essas avaliações fornecem dados para a análise da condição da superfície do pavimento e de sua estrutura e, também, para a definição das alternativas de restauração apropriadas.

Na avaliação funcional, verifica-se a condição da superfície do pavimento, por meio do levantamento e análise de defeitos superficiais, e da irregularidade longitudinal. Os principais defeitos considerados na avaliação funcional são: área trincada e severidade do trincamento, afundamentos decorrentes das deformações permanentes e irregularidade longitudinal.

Na avaliação estrutural, verifica-se a condição da estrutura do pavimento de suportar cargas, por meio de levantamentos não destrutivos pela determinação da deflexão (deslocamento recuperável) superficial resultante da aplicação de uma carga conhecida. O principal parâmetro considerado na avaliação estrutural é a deflexão na superfície e a bacia de deflexões (ou bacia de deslocamentos recuperáveis que compreende os deslocamentos provocados na superfície do pavimento na área de influência da carga aplicada na estrutura). A deflexão é normalmente utilizada para delimitar segmentos considerados homogêneos quanto à condição estrutural.

A análise dos dados das avaliações através de procedimentos específicos fornece as soluções de restaurações apropriadas em cada caso, que podem ser de cunho funcional ou estrutural. As soluções funcionais para a correção de irregularidade devem levar em conta o estado de superfície, as magnitudes de afundamentos e irregularidades em geral. Deve-se dar especial atenção à execução de camada asfáltica sobre o pavimento existente que leve ao alteamento do greide de projeto, para que tal solução não comprometa o sistema de drenagem, o nivelamento e as declividades, e, também, a redução de vãos sob viadutos.

Caso a restauração deva ser de cunho estrutural, faz-se necessário utilizar um método de projeto que leve em conta as características de deformabilidade das camadas e do novo revestimento, levando em conta os parâmetros de rigidez medidos ou obtidos por retroanálise para se calcular as espessuras de reforço necessárias. Procedimentos de projeto que resultem em uma espessura de camada asfáltica usinada complementar de reforço estrutural não devem ser empregados sem que haja necessariamente a verificação do estado do pavimento existente. Camadas superficiais deterioradas ou a presença de trincas severas no pavimento antigo podem se refletir na nova camada em curto intervalo de tempo após a execução da restauração asfáltica.

Para mais informações sobre procedimentos de dimensionamento de reforço de pavimentos, recomenda-se a consulta a outros textos, como por exemplo Pinto e Preussler (2002) e Medina e Motta (2015). Neste capítulo são comentadas somente as técnicas possíveis de serem aplicadas, sem indicação de espessuras, quando pertinente, pois elas serão obtidas em função da estrutura do pavimento existente, dos materiais de reforço estrutural que serão executados, do

tráfego esperado no futuro em cada caso, entre outros aspectos importantes de projeto de dimensionamento. Para se fazer essa análise de alternativas de restauração, em geral, definem-se segmentos homogêneos.

### 11.1.1.1 Delimitação de segmentos homogêneos a partir de levantamentos defletométricos

Para a delimitação de segmentos homogêneos a partir de levantamentos defletométricos pode-se utilizar o procedimento indicado pela AASHTO (1993). Esse procedimento faz uso do método das diferenças acumuladas, que consiste na seguinte sequência de cálculo:

1. Calcula-se o valor médio da deflexão para todo o trecho:  $\overline{Di}$ .
2. Calcula-se a diferença entre cada valor individual e o valor médio;
3. Calculam-se os valores acumulados das diferenças;
4. Plotam-se em um gráfico contendo nas abscissas as distâncias e nas ordenadas os valores acumulados das diferenças.

Cada variação de coeficiente angular da curva obtida indica uma mudança do comportamento médio de determinado segmento para outro, delimitando as extremidades dos segmentos homogêneos. Analiticamente considera-se:

$$\text{Deflexão média} \quad \overline{Di} = \frac{D(i-1) + Di}{2} \quad (11.1)$$

$$\text{Área entre estações e curva} \quad Ai = \overline{Di} \times \Delta li \quad (11.2)$$

Onde:

$\overline{Di}$  = deflexão na estaca  $i$ ;

$\Delta li$  = distância entre estações.

$$\text{Área acumulada} \quad Ac = \sum_{i=1}^n Ai \quad (11.3)$$

$$\text{Distância acumulada} \quad Lc = \sum_{i=1}^n \Delta li \quad (11.4)$$

$$\text{Diferença acumulada} \quad Zi = \sum Ai - tg\alpha \sum \Delta li \quad (11.5)$$

Onde:

$$tg\alpha = \frac{Ac}{Lc}$$

A tabela 11.1 e a figura 11.1 exemplificam esse procedimento.

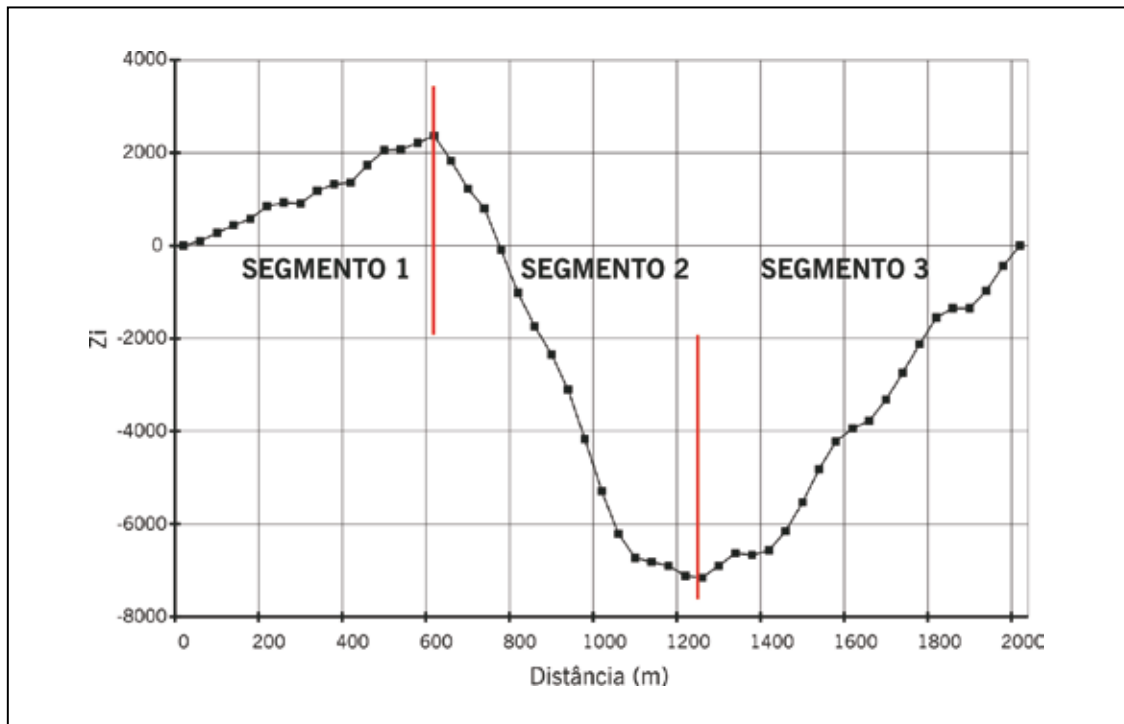


**TABELA 11.1 – EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO PROCEDIMENTO PARA DELIMITAÇÃO EM SEGMENTOS HOMOGÊNEOS PELO MÉTODO AASHTO (1993)**

Ponto	Deflexão <sub>i</sub> (x10 <sup>-2</sup> mm)	D	Δ <i>l</i> <sub>i</sub>	ΣΔ <i>l</i> <sub>i</sub>	A <sub>i</sub>	ΣA <sub>i</sub>	Z <sub>i</sub>
0	87	0,0	0	0	0	0	0
40	89	88,0	40	40	3.520	3.520	98
80	91	90,0	40	80	3.600	7.120	276
120	88	89,5	40	120	3.580	10.700	434
160	90	89,0	40	160	3.560	14.260	572
200	95	92,5	40	200	3.700	17.960	850
240	80	87,5	40	240	3.500	21.460	928
280	90	85,0	40	280	3.400	24.860	906
320	95	92,5	40	320	3.700	28.567	1.184
360	83	89,0	40	360	3.560	32.120	1.322
400	90	86,5	40	400	3.460	35.580	1.360
440	100	95,0	40	440	3.800	39.380	1.738
480	87	93,5	40	480	3.740	43.120	2.056
520	85	86,0	40	520	3.440	46.560	2.074
560	93	89,0	40	560	3.560	50.120	2.212
600	86	89,5	40	600	3.580	53.700	2.370
640	58	72,0	40	640	2.880	56.580	1.828
680	83	70,5	40	680	2.820	59.400	1.226
720	67	75,0	40	720	3.000	62.400	804
760	59	63,0	40	760	2.520	64.920	-98
800	66	62,5	40	800	2.500	67.420	804
840	69	67,5	40	840	2.700	70.120	-1.742
880	72	70,5	40	880	2.820	72.940	-2.344
920	61	66,5	40	920	2.660	75.600	-3.106
960	57	59,0	40	960	2.360	77.960	-4.168
1.000	58	57,5	40	1.000	2.300	80.260	-5.290
1.040	67	62,5	40	1.040	2.500	82.760	-6.212
1.080	78	72,5	40	1.080	2.900	85.660	-6.734
1.120	89	83,5	40	1.120	3.340	89.000	-6.816
1.160	78	83,5	40	1.160	3.340	92.340	-6.898
1.200	82	80,0	40	1.200	3.200	95.540	-7.120
1.240	87	84,5	40	1.240	3.380	98.920	-7.162
1.280	97	92,0	40	1.280	3.680	102.600	-6.904
1.320	88	92,5	40	1.320	3.700	106.300	-6.626
1.360	81	84,5	40	1.360	3.380	109.680	-6.668
1.400	95	88,0	40	1.400	3.520	113.200	-6.570
1.440	97	96,0	40	1.440	3.840	117.040	-6.152
1.480	105	101,0	40	1.480	4.040	121.080	-5.534
1.520	102	103,5	40	1.520	4.140	125.220	-4.816
1.560	99	100,5	40	1.560	4.020	129.240	-4.218
1.600	86	92,5	40	1.600	3.700	132.940	-3.940
1.640	93	89,5	40	1.640	3.580	136.520	-3.782
1.680	101	97,0	40	1.680	3.880	140.000	-3.324
1.720	99	100,0	40	1.720	4.000	144.400	-2.746
1.760	103	101,0	40	1.760	4.040	148.440	-2.128
1.800	97	100,0	40	1.800	4.000	152.440	-1.550
1.840	84	90,5	40	1.840	3.620	156.060	-1.352
1.880	87	85,5	40	1.880	3.420	159.480	-1.354
1.920	103	95,0	40	1.920	3.800	163.280	-976
1.960	105	99,0	40	1.960	3.960	167.240	-438
2.000	98	96,0	40	2.000	3.860	171.100	0
Total				2.000		171.100	

Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 11.1** – Exemplo de delimitação dos segmentos homogêneos pelo método das diferenças acumuladas da AASHTO (1993)



Fonte: Elaborada pelos autores.

## 11.2 TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS FUNCIONAIS

Quando não existem problemas estruturais e a restauração é necessária para a correção de defeitos funcionais superficiais, são empregados geralmente os tipos de revestimento a seguir, isoladamente ou combinados, e antecedidos ou não por remoção de parte do revestimento antigo por fresagem:

- lama asfáltica (DNIT 150/2010-ES) (selagem de trincas e rejuvenescimento);
- tratamento superficial simples (DNIT146/2021-ES, DNER-ES 391/99) ou duplo (DNIT 147/2021-ES, DNER-ES 392/99) (selagem de trincas e restauração da aderência superficial);
- microrrevestimento asfáltico (DNIT 035/2018-ES) (selagem de trincas e restauração da aderência superficial quando existe condição de ação abrasiva acentuada do tráfego);
- concreto asfáltico (DNIT 031/2006-ES, DNIT 033/2021-ES, DNER ES 385/99, DNIT 112/2009-ES (quando o defeito funcional principal é a irregularidade longitudinal elevada, sendo a correção obtida com espessuras que possibilitem a diminuição da irregularidade); e
- mistura do tipo camada porosa de atrito (DNER-ES 386/99), SMA ou misturas descontínuas (para melhorar a condição de atrito e o escoamento de água superficial, assim como diminuir a irregularidade longitudinal elevada, obtida com espessuras que possibilitem a correção desta condição).

Quando são identificadas trincas isoladas no revestimento, o seu tratamento por selagem é eficiente no retardamento de sua evolução e da consequente necessidade de uma intervenção de restauração de maior magnitude. A figura 11.2 exemplifica a aplicação da técnica de selagem de trincas.

As combinações de técnicas geralmente utilizadas para restauração são:

- reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + camada porosa de atrito;
- microrrevestimento asfáltico + camada porosa de atrito (o microrrevestimento tem função de reduzir a reflexão de trincas e impermeabilizar o revestimento antigo);

**Figura 11.2** – Exemplo de selagem de trincas



Fonte: Elaborada pelos autores.

- remoção por fresagem + reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + microrrevestimento asfáltico (quando a superfície antiga apresenta trincamento e/ou desagregação e existe condição de ação abrasiva acentuada do tráfego);
- remoção por fresagem + reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + tratamento superficial simples ou duplo + microrrevestimento asfáltico (quando a superfície antiga apresenta trincamento e a superfície nova necessita de melhor condição de rolamento, proporcionada pelo microrrevestimento asfáltico, e de liberação da pista com menor arrancamento de agregados possível). Neste caso pode se prescindir do uso do Tratamento Superficial caso já haja boa ancoragem do microrrevestimento asfáltico à camada de concreto asfáltico de reperfilagem;
- remoção por fresagem + reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + camada porosa de atrito ou *gap-graded* ou SMA (quando a superfície apresenta trincamento e/ou desagregação e existe necessidade de boa aderência e escoamento superficial);
- remoção por fresagem + microrrevestimento asfáltico + camada porosa de atrito ou *gap-graded* ou SMA (quando a superfície apresenta trincamento e/ou desagregação). O microrrevestimento asfáltico tem a função de reduzir a reflexão de trincas e impermeabilizar a camada antiga, e a camada porosa de atrito ou outra de granulometria descontínua destina-se à melhoria de aderência e escoamento superficial. Deve-se estar atento ao uso de camadas drenantes executadas logo acima de camadas asfálticas com trincamento visto que ocorrerá infiltração de água e a durabilidade dos serviços de restauração ficará prejudicada. É essencial a execução de camada impermeabilizante nestes casos, antes da execução de camadas drenantes ou camada porosa de atrito.

### 11.3 TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS ESTRUTURAIS

Quando existe o comprometimento estrutural do pavimento ou perspectiva de aumento de tráfego, as alternativas de restauração ou reforço compreendem aquelas que restabelecem ou incrementam sua capacidade estrutural por meio da incorporação de novas camadas (recapeamento) à estrutura e/ou tratamento de camadas existentes (reciclagem, por exemplo). É interessante, sempre que possível, utilizar as camadas asfálticas ou bases deterioradas em reciclagens envolvendo diferentes técnicas, para reduzir a necessidade de disposição, em locais apropriados, de resíduos de alta qualidade. Citam-se reciclagem com espuma de asfalto e reciclagem com cimento como forma de obter novas camadas de base estruturantes. O projeto de dimensionamento deve indicar a melhor solução dos pontos de vista técnico, ambiental e econômico.

Os tipos de revestimento geralmente utilizados como recapeamento são o concreto asfáltico, o SMA (como camada de rolamento para resistir a deformações permanentes em vias de tráfego pesado) e as misturas descontínuas. Nestes são empregados cimentos asfálticos convencionais, modificados por polímeros ou modificados por borracha moída de pneus. Esses tipos de revestimento são utilizados isoladamente ou combinados:

- concreto asfáltico;
- pré-misturado a quente + concreto asfáltico;
- concreto asfáltico + SMA;

- SMA e outras misturas asfálticas de granulometria descontínua;
- tratamento superficial duplo ou microrrevestimento asfáltico + concreto asfáltico.

As tabelas 11.2 a 11.4 sintetizam possíveis soluções para restauração estrutural e funcional ou reabilitação em rodovias e vias urbanas.

**TABELA 11.2 – SOLUÇÕES PARA RESTAURAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL OU REABILITAÇÃO EM RODOVIAS E VIAS URBANAS (VER TAMBÉM TABELAS 11.3 E 11.4)**

Tipos de problemas/ defeitos	Selagem de trincas	Remendos/remendos profundos	Fresagem/remoção	Microrrevestimento asfáltico ou lama asfáltica ou tratamento superficial de penetração invertida <sup>(1)</sup>	Recapeamento com mistura asfáltica usinada (reciclada ou não) (recomposição)	Recapeamento com mistura asfáltica usinada (recomposição reciclado ou não + reforço estrutural)	Recapeamento com mistura asfáltica usinada com tratamento antirreflexão de trincas <sup>(2)</sup>	Reciclagem de base e revestimento <sup>(3)</sup> + camada de rolamento asfáltica <sup>(4)</sup>
Trincamento isolado	✓							
	✓			✓				
	✓				✓			
Trincamento moderado em pequenas áreas		✓	✓					
				✓				
		✓	✓		✓			
Trincamento de fadiga FC2 e FC3 <sup>(5)</sup>			✓		✓			
			✓			✓		
			✓				✓	
			✓					✓
Trincamento de base e reflexão de trincas no revestimento			✓				✓	
			✓				✓	
			✓					✓
Restauração sobre placas de concreto de cimento	✓						✓	
Restauração sobre placas de concreto de cimento muito trincadas			✓ <sup>(6)</sup>				✓	
			✓ <sup>(7)</sup>					✓

**Legenda:**

- ✓ **Adequado:** produto, material ou técnica cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico, se bem projetado, aplicado ou executado, podendo ser economicamente justificável, embora possa não ser a técnica/solução mais recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade.

<sup>(1)</sup> A escolha depende do tráfego, do tipo de obra e da disponibilidade de equipamentos.

<sup>(2)</sup> Os tratamentos antirreflexão de trincas podem ser: (i) camada asfáltica usinada muito aberta; (ii) camada de SAMI; (iii) aplicação de geossintético – geogrelhas ou geotêxteis, ou ainda geogrelha combinada com geotêxtil; (iv) SAMI + Geossintético.

<sup>(3)</sup> Reciclagem in situ ou em usina (móvel ou fixa): (i) com espuma de asfalto; (ii) com emulsão asfáltica + cimento/cal; (iii) com cimento. Todas as soluções de reciclagem devem ser realizadas com adição ou não de materiais pétreos novos.

<sup>(4)</sup> Sobre camadas recicladas, serão executadas camadas asfálticas de rolamento, cujo tipo e espessura dependem do projeto.

<sup>(5)</sup> As soluções dependem da porcentagem de área trincada e do grau de severidade do trincamento.

<sup>(6)</sup> Quebra das placas de modo que se produza uma camada granular de base.

<sup>(7)</sup> Quebra e reaproveitamento como material para reciclagem.

**Observações complementares:**

- As indicações pressupõem muitas vezes duas ou três soluções combinadas.
- Todas as soluções pressupõem um projeto específico e requerem um estudo cauteloso das causas que levaram ao defeito para poder corrigi-lo.
- Trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural e/ou funcional.
- A ocorrência de vários tipos de defeitos pode levar a soluções combinadas com as demais tabelas apresentadas a seguir ou mesmo à reconstrução quando pertinente.
- Sugere-se fortemente o reaproveitamento do material asfáltico fresado em proporções a serem estudadas.

Fonte: Ceratti, Bernucci e Soares, 2015.

**TABELA 11.3 – SOLUÇÕES PARA RESTAURAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL OU REABILITAÇÃO EM RODOVIAS E VIAS URBANAS (VER TAMBÉM TABELAS 11.2 E 11.4)**

Tipos de problemas/ defeitos	Remendos/remendos profundos	Microfresagem/fresagem/remoção <sup>(1)</sup>	Microrrevestimento asfáltico ou lama asfáltica ou tratamento superficial de penetração invertida	Recapeamento com mistura asfáltica usinada	Recapeamento com mistura asfáltica usinada + camada de reperfilagem <sup>(2)</sup>	Reciclagem revestimento <sup>(3)</sup> + camada de rolamento asfáltica <sup>(5)</sup>	Reciclagem de base e revestimento <sup>(4)</sup> + camada de rolamento asfáltica <sup>(5)</sup>
Deformações localizadas	✓	✓					
Deformação permanente em trilhas de roda por consolidação <sup>(6)</sup>		✓	✓ <sup>(9)</sup>	✓	✓		✓
Deformação permanente em trilhas de roda por fluência principalmente <sup>(7)</sup>		✓		✓		✓	
Exsudação <sup>(8)</sup>		✓	✓	✓		✓	
Escorregamento de massa		✓		✓		✓	
Corrugação		✓		✓	✓	✓	

**Legenda:**

✓ **Adequado:** produto, material ou técnica cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico, se bem projetado, aplicado ou executado, podendo ser economicamente justificável, embora possa não ser a técnica/solução mais recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade.

<sup>(1)</sup> A escolha depende do estado da camada de rolamento e das condições de integridade e da espessura da camada de rolamento.

<sup>(2)</sup> A camada de reperfilagem é em geral constituída de agregados de menor dimensão para poder ser executada em espessura variável de modo a corrigir o nivelamento da superfície. Superfícies muito deformadas devem ser fresadas.

<sup>(3)</sup> Reciclagem em usina (móvel ou fixa): (i) a quente; (ii) morna; (iii) a frio. Todas as soluções de reciclagem com adição ou não de materiais pétreos novos e adição de ligantes novos.

<sup>(4)</sup> Reciclagem in situ ou em usina (móvel ou fixa): (i) com espuma de asfalto; (ii) com emulsão asfáltica + cimento/cal; (iii) com cimento. Todas as soluções de reciclagem devem ser realizadas com adição ou não de materiais pétreos novos.

<sup>(5)</sup> Sobre camadas recicladas, serão executadas camadas asfálticas de rolamento, cujo tipo e espessura dependem do projeto.

<sup>(6)</sup> As soluções para os casos de deformação por consolidação devem ser estudadas visto que devem requerer em geral reforços estruturais.

<sup>(7)</sup> Caso o revestimento asfáltico apresente pequena instabilidade pode ser possível a execução de nova camada de rolamento sobre esta. No entanto, na maior parte das vezes, requer-se a remoção da camada asfáltica instável para a execução de nova camada asfáltica.

<sup>(8)</sup> Dispensa-se a microfresagem, ou mesmo a fresagem, caso seja viável a execução de camada executada diretamente sobre a área exsudada e onde as deformações permanentes sejam pouco significativas.

<sup>(9)</sup> Recomendado somente a aplicação de microrrevestimento para o preenchimento de afundamentos de trilhas de roda com equipamentos dedicados para este fim (afundamentos inferiores a 2,0cm) e provenientes da consolidação apenas do revestimento asfáltico.

**Observações complementares:**

- As indicações pressupõem muitas vezes duas ou três soluções combinadas.
- Todas as soluções pressupõem um projeto específico e exigem um estudo cauteloso das causas que levam ao defeito para poder corrigi-lo.
- Trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural e/ou funcional.
- A ocorrência de vários tipos de defeitos pode levar a soluções combinadas com as demais tabelas apresentadas ou mesmo à reconstrução quando pertinente.
- Sugere-se fortemente o reaproveitamento do material asfáltico fresado em proporções a serem estudadas.

Fonte: Ceratti, Bernucci e Soares, 2015.

**TABELA 11.4 – SOLUÇÕES PARA RESTAURAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL OU REABILITAÇÃO EM RODOVIAS E VIAS URBANAS (VER TAMBÉM TABELAS 11.2 E 11.3)**

Tipos de problemas/ defeitos	Remendos/remendos profundos	Fresagem/remoção	Microrrevestimento asfáltico ou lama asfáltica ou tratamento superficial de penetração invertida	Recapeamento com mistura asfáltica usinada	Recapeamento com mistura asfáltica usinada (recomposição + reforço estrutural)	Recapeamento com mistura asfáltica usinada com tratamento antirreflexão de trincas	Reciclagem revestimento <sup>(1)</sup> + camada de rolamento asfáltica <sup>(3)</sup>	Reciclagem de base e revestimento <sup>(2)</sup> + camada de rolamento asfáltica <sup>(3)</sup>
Ondulação <sup>(4)</sup>		✓		✓	✓		✓	
Painelas <sup>(5)</sup>	✓			✓	✓	✓		
		✓					✓	
		✓						✓
		✓						
		✓						
Desagregação com perda de mástique ou de agregados		✓	✓	✓		✓		
Bombeamento de finos <sup>(6)</sup>	✓		✓	✓	✓			
		✓		✓				
		✓		✓				✓
Falha de aderência em pista molhada			✓	✓				
Ruído elevado ao rolamento				✓				

**Legenda:**

- ✓ **Adequado:** produto, material ou técnica cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico, se bem projetado, aplicado ou executado, podendo ser economicamente justificável, embora possa não ser a técnica/solução mais recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade.
- <sup>(1)</sup> Reciclagem em usina (móvel ou fixa): (i) a quente; (ii) morna; (iii) a frio. Todas as soluções de reciclagem devem ser executadas com adição ou não de materiais pétreos novos e adição de ligantes novos.
- <sup>(2)</sup> Reciclagem in situ ou em usina (móvel ou fixa): (i) com espuma de asfalto; (ii) com emulsão asfáltica + cimento/cal; (iii) com cimento. Todas soluções de reciclagem devem ser executadas com adição ou não de materiais pétreos novos.
- <sup>(3)</sup> Sobre as camadas recicladas, serão executadas camadas asfálticas de rolamento, cujo tipo e espessura dependem do projeto.
- <sup>(4)</sup> Os problemas de ondulação estão interligados em geral a problemas geotécnicos ou a existência de solo mole. Neste último caso, qualquer camada complementar executada irá propiciar aumento da carga e nova possibilidade de recalque.
- <sup>(5)</sup> Depende muito do nível de severidade e da porcentagem de área atingida.
- <sup>(6)</sup> Problemas de drenagem que devem ser corrigidos antes de qualquer solução de restauração/reabilitação.

**Observações complementares:**

- As indicações pressupõem muitas vezes duas ou três soluções combinadas.
- Todas as soluções pressupõem um projeto específico e requerem um estudo cauteloso das causas que levam ao defeito para poder corrigi-lo.
- Trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural e/ou funcional.
- A ocorrência de vários tipos de defeitos pode levar a soluções combinadas com as demais tabelas apresentadas neste Guia Técnico ou mesmo à reconstrução quando pertinente.
- Sugere-se fortemente o reaproveitamento do material asfáltico fresado em proporções a serem estudadas.

Fonte: Ceratti, Bernucci e Soares, 2015.

A remoção por fresagem é recomendada previamente à execução de camadas de recapeamento quando há necessidade de redução da propagação de trincas existentes no revestimento antigo, retardando a sua reflexão nas novas camadas. Conforme mencionado anteriormente, a possibilidade de reflexão de trincas em restaurações executadas em pavimentos com problemas

estruturais é um fator importante e deve ser considerada no projeto da restauração, por meio de medidas para sua minimização, citadas a seguir.

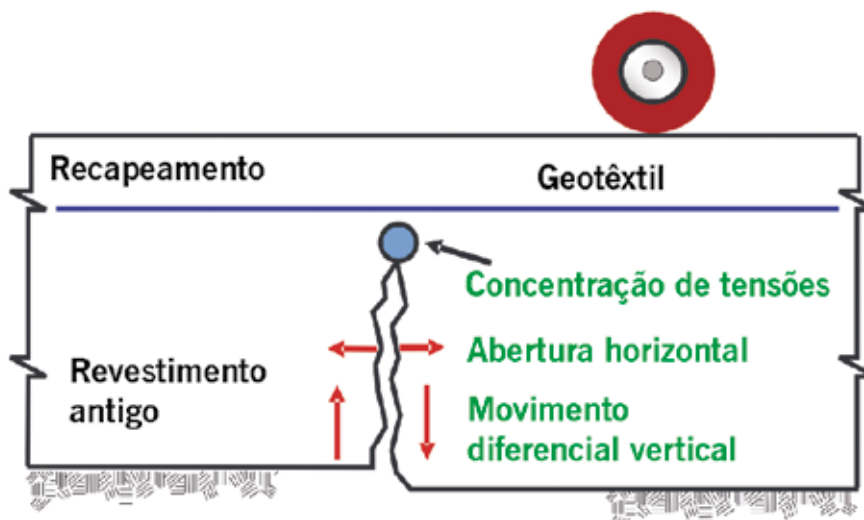
#### 11.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRINCAMENTO POR REFLEXÃO

As trincas por reflexão surgem acima de juntas ou trincas existentes em camadas de revestimento antigo. Cuidados adicionais devem ser tomados durante a restauração para reduzir a severidade e a velocidade de sua propagação. A reflexão de trincas é mais crítica em situações de temperaturas mais baixas, devido ao enrijecimento do revestimento asfáltico, bem como em locais de elevado volume de tráfego ou de grande magnitude de cargas, e também em épocas de chuvas com aumento de infiltração de água e aumento de deflexões causadas por problemas conjuntos de drenagem. São desenvolvidas tensões de tração ou de cisalhamento elevadas nas camadas de recapeamento devido a movimentos originados nas trincas existentes no revestimento antigo deteriorado. A reflexão se dá, em geral, de baixo para cima no recapeamento. A seguir são apresentadas algumas medidas para o controle e redução de reflexão de trincas.

##### Emprego de geossintéticos

Os geossintéticos podem atuar de duas maneiras: desviando as trincas ou convertendo as trincas em microfissuras ao se propagarem. Quando são utilizados geotêxteis impregnados com ligante asfáltico na interface entre o revestimento antigo deteriorado e um recapeamento, conforme mostrado nas figuras 11.3 e 11.4, devido à presença do geotêxtil, tem-se uma taxa maior de ligante asfáltico nessa interface do que a obtida com uma pintura de ligação convencional. Isso, associado à presença do geotêxtil que trabalha com tensões de tração, faz com que ocorra um retardo na reflexão das trincas, por perda de energia de deformação neste material colocado na interface. E, quando refletidas, a reflexão é atenuada e normalmente se desloca na direção horizontal. Também ocorre uma manutenção da estanqueidade do revestimento, protegendo as camadas subjacentes da ação das águas pluviais. Não é tão efetivo na presença de grandes movimentos verticais ou horizontais, e é mais eficiente em regiões de clima ameno.

Figura 11.3 – Posicionamento de geotêxtil em pavimento recapeado



Fonte: Elaborada pelos autores.



**Figura 11.4** – Exemplo de execução de geotêxtil em restauração de revestimento asfáltico



Fonte: Gonçalves, 2008.

Quando são utilizadas geogrelhas, conforme exemplificado na figura 11.5, a reflexão se dá através da formação de microfissuras de baixa severidade, apresentando trajetória aleatória, com progressão lenta, podendo ainda essa formação ser interrompida se houver descontinuidade do processo de dissipação de energia na extremidade das microfissuras devido às mudanças de orientação nas trajetórias de propagação.

**Figura 11.5** – Exemplo de execução de geogrelha em restauração de revestimento asfáltico



Fonte: Montestruque, 2007.

### **Camadas intermediárias de alívio de tensões**

São camadas executadas na superfície de um revestimento antigo deteriorado e sobre a qual será executado um recapeamento, conforme a figura 11.6. Essas camadas intermediárias, chamadas de SAMI (*stress absorbing membrane interlayer*), podem ser constituídas de microrrevestimentos asfálticos, tratamentos superficiais por penetração com ligantes asfálticos modificados por polímeros ou por borracha de pneus, ou mesmo misturas asfálticas finas, com elevado teor de asfalto modificado por polímero, em geral com modificação que resulta em elevado desempenho elástico, em camadas delgadas (Gaspar *et al.*, 2017; Raul, 2019). A SAMI atua dissipando movimentos e tensões em trincas e juntas de severidade baixa a média, devido às características de recuperação elástica do ligante asfáltico empregado.

### **Camadas granulares ou abertas asfálticas de dissipação de trincas**

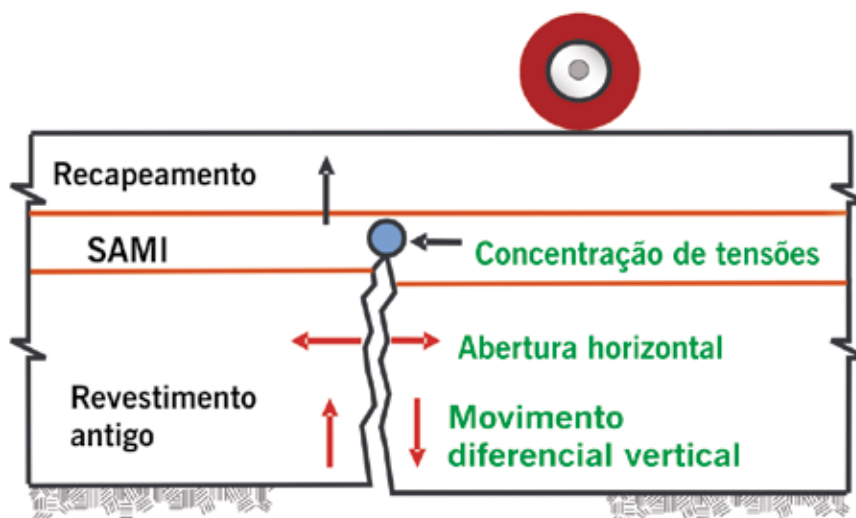
São camadas granulares com poucos finos e agregados com diâmetro máximo de 37,5 mm ou às vezes mesmo superior, granulometria aberta e que podem ser misturadas com pequeno teor de ligante asfáltico, tipicamente como um pré-misturado a quente, executadas sobre o revestimento antigo deteriorado. Sobre ela é executada uma camada de recapeamento asfáltico.

Propiciam volume de vazios elevados que efetivamente interrompem a propagação das trincas, mesmo aquelas sujeitas a grandes movimentos. São executadas em espessuras mínimas de 100 mm. A figura 11.7 mostra esquematicamente sua posição.

### Espessura de recapeamento aumentada

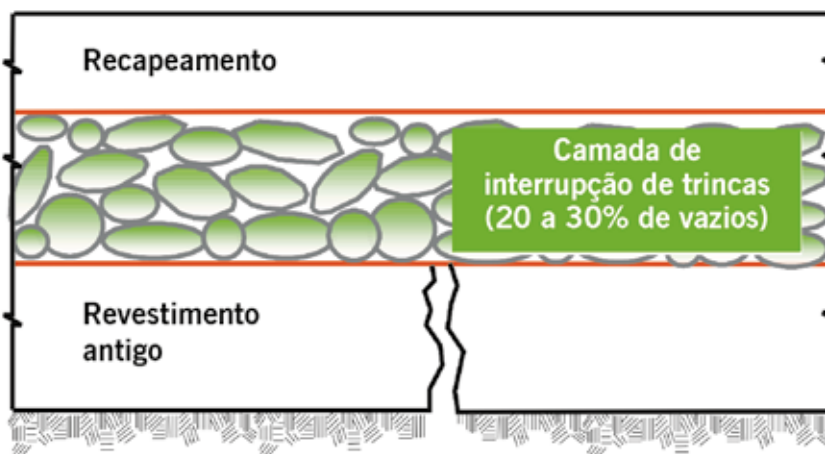
O aumento da espessura de recapeamento não previne a ocorrência de trincas por reflexão, mas reduz a velocidade de propagação e a severidade das trincas refletidas por reduzir os esforços de flexão e cisalhamento sob carga e, também, por reduzir a variação de temperatura na camada de revestimento. Sua relação custo-benefício deve ser considerada em relação a outras técnicas.

Figura 11.6 – Posicionamento da camada intermediária de alívio de tensões



Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 11.7 – Posicionamento de camada de interrupção de trincas



Fonte: Elaborada pelos autores.

### Reciclagem do revestimento existente

A reciclagem de revestimento antigo deteriorado é uma alternativa utilizada para reduzir ou eliminar camadas com trincas com potencial de reflexão. Estas camadas fresadas geram material que pode ser reciclado a quente, morno ou a frio. Tais materiais podem entrar em diferentes

proporções em caso de seu emprego em camadas de rolamento ou intermediárias, a depender do volume de tráfego, das possibilidades de projeto, da presença de usinas nas proximidades etc. A norma DNIT 033/2021-ES estabelece proporções em até 50% de material fresado (RAP) nas misturas asfálticas recicladas a quente. Para maiores proporções, acima de 20%, é aconselhável o uso de técnicas de misturas asfálticas mornas, para reduzir o sobreaquecimento dos agregados que possam causar maior envelhecimento do RAP (Genesseaux, 2015).

Se houver também necessidade de aumento da capacidade de suporte, segue-se à reciclagem a execução de nova camada de rolamento. Nos casos em que o RAP esteja sendo aproveitado em elevadas quantidades, esta camada será em geral intermediária (Binder) ou mesmo de base.

A reciclagem pode ser realizada de várias formas: somente com os materiais existentes fresados mais adição de agentes rejuvenescedores e/ou ligantes asfálticos novos, ou ainda com incorporação de agregado para correção granulométrica, com espuma de asfalto (Guatimosin, 2015) ou de emulsões asfálticas (Silva, 2011) e até de cimento Portland (Fedrigo, 2019). A mistura reciclada pode ser executada em usina estacionária, em usina móvel, conforme exemplificado na figura 11.8(a), ou feita no próprio local da obra por recicladoras, conforme exemplo mostrado na figura 11.8(b). Dependendo da técnica, há possibilidade de escolha da forma de reciclagem e técnica de adição e misturação.

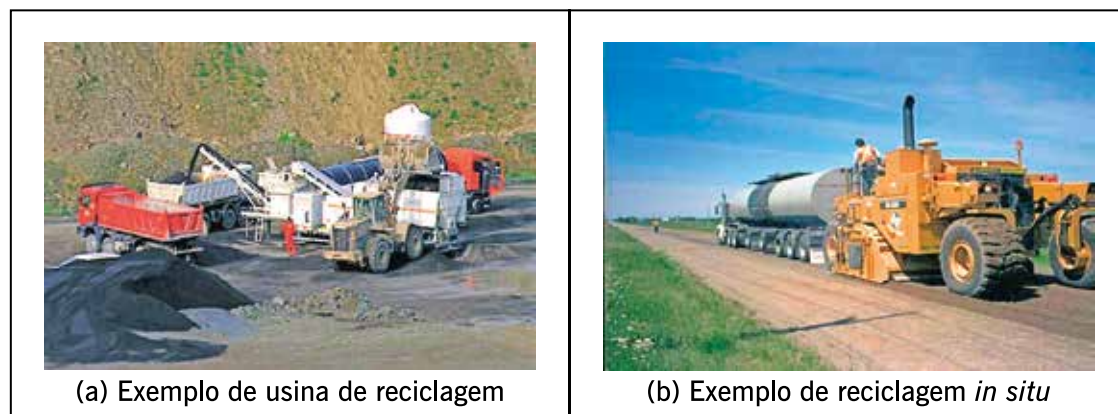
Os principais benefícios da reciclagem de revestimentos deteriorados são a reutilização dos agregados e do ligante asfáltico, a conservação de energia e a preservação ambiental, além de benefícios econômicos.

### **Emprego de revestimentos asfálticos com ligantes modificados**

Podem ser confeccionadas misturas asfálticas com ligantes modificados por polímeros ou borracha moída de pneus que apresentem baixa rigidez (valores de módulo de resiliência mais baixos que os usuais das misturas asfálticas convencionais) visando menor absorção de tensões e conseqüente retardamento da ascensão das trincas de reflexão.

Também é possível executar-se uma camada de nivelamento fina (com agregados passantes na peneira 3/8" ou mesmo de dimensão inferior) com ligante modificado, que funcionaria como uma camada de dissipação parcial das trincas e, em seguida, aplicar-se um novo revestimento com ligante modificado. Esta é uma alternativa que visa retardar o aparecimento de trincas através da aplicação de revestimentos delgados com ligantes modificados.

**Figura 11.8** – Reciclagem com espuma de asfalto



Fonte: Morilha Jr., 2014.

## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO guide for design of pavement structure*. Washington, USA. 1993.
- ABINT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS INDÚSTRIAS DE NÃO TECIDOS E TECIDOS TÉCNICOS. *Manual brasileiro de geossintéticos*. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2004. ASPHALT INSTITUTE. *The asphalt handbook*. Manual Series n. 4 (MS-4). 1989.
- BONFIM, V. *Fresagem de pavimentos asfálticos*. São Paulo: Fazenda Arte. 2000. 112 p.
- CERATTI, J. A .P.; BERNUCCI, L. B.; SOARES, J. Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação – Guia técnico. Rio de Janeiro: ABEDA. 2015.146 p.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ES 391/99: *pavimentação: tratamento superficial simples com asfalto polímero*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. DNER-ES 385/99: *pavimentação: concreto asfáltico com asfalto polímero*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES-392/99: *pavimentação: tratamento superficial duplo com asfalto polímero*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES-309/97: *pavimentação: tratamento superficial duplo*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. *Manual de reabilitação de pavimentos asfálticos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- \_\_\_\_\_. ES-386/99: *pavimentação: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito*. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2006-ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 112/2009-ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico com asfalto-borracha, via úmida, do tipo "terminal blending"*. Rio de Janeiro, 2009.
- \_\_\_\_\_. DNIT 035/2018-ES: *pavimentos flexíveis: microrrevestimento asfáltico*. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT 150/2010-ES: *pavimentação: lama asfáltica*. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. DNIT146/2021-ES: *pavimentação: tratamento superficial simples*. Rio de Janeiro, 2021.
- \_\_\_\_\_. DNIT 147/2021-ES: *pavimentação: tratamento superficial duplo*. Rio de Janeiro, 2021.
- FEDRIGO, W. *Factors affecting strength, stiffness and fatigue behaviour of cold recycled cement-treated mixtures*. Tese de Doutorado. UFRGS, São Paulo, SP. 2019.
- GASPAR, M. S.; VASCONCELOS, K. L.; SILVA, A. H. M. BERNUCCI, L. L. B. Highly modified asphalt binder for asphalt crack relief mix. *Transportation Research Record* 2630 (1), 110-117. 2017.
- GENNESSEAU, M. M. L. *Avaliação da durabilidade de misturas asfálticas a quente e mornas contendo material asfáltico fresado*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2015.

- GUATIMOSIN, F.V. *Comportamento mecânico e desempenho estrutural de materiais reciclados e estabilizados com espuma de asfalto*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2015.
- HUNTER, R. N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Publishing. 2000. MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos pavimentos*. 3. ed. Rio de Janeiro. 2015.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. *Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: Copiarte. 2002. 269p.
- RAUL, C. M. *Avaliação da durabilidade de misturas asfálticas a quente e mornas contendo material asfáltico fresado*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2019.
- SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Thomas Telford Publishing. 2003.
- SILVA, A. H. M. *Avaliação do comportamento de pavimentos com camada reciclada de revestimentos asfálticos a frio com emulsão modificada por polímero*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 2011.
- WAPA – WASHINGTON ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *The WAPA asphalt pavement guide*. Washington: WAPA, 2004.



ISBN 978-856965802-3



9 788569 658023