

27

MATERIAIS E MISTURAS ASFÁLTICAS PARA PAVIMENTAÇÃO

Prof. Dr. Rodrigo Pires Leandro •

Prof.^a Dra. Lledi Légi Bariani Bernucci

27.1 Ligantes Asfálticos, 641

27.2 Agregados para Misturas Asfálticas, 649

**27.3 Camadas dos Pavimentos sob o Contexto Estrutural e
Funcional, 654**

27.4 Revestimentos Asfálticos, 655

27.5 Métodos de Dosagem de Misturas Asfálticas a Quente, 661

27.6 Usinagem e Execução de Misturas Asfálticas, 662

27.7 Ensaios Mecânicos em Misturas Asfálticas, 663

Os ligantes asfálticos são utilizados como materiais de impermeabilização há milênios. Esses produtos são, na atualidade, resultantes da destilação do petróleo, mas podem ser retirados e beneficiados a partir de lagos naturais ou, ainda, de rochas que os contêm. Atualmente, muitas pesquisas vêm sendo realizadas para substituição dos ligantes asfálticos de petróleo por bioligantes, de fontes renováveis vegetais ou mesmo animais. A difusão da utilização de ligantes asfálticos vem do fato de ser um material termoviscoelástico, que se altera de estado (de viscosidade) com o efeito do calor, podendo ser facilmente moldável ou adicionado a outros materiais quando aquecido, tornando-se bastante resistente na temperatura ambiente.

Em razão da diminuição da viscosidade com o aumento de temperatura, os ligantes asfálticos são capazes de envolver agregados e partículas, recobrimdo-as completamente graças à adesão, protegendo-as do ataque da água. Caso não haja uma boa adesão entre os agregados e os ligantes asfálticos, devem ser adicionados produtos como a cal ou aditivos líquidos químicos para melhoria da adesividade. A ligação entre as diversas partículas se dá graças à coesão ou à aderência do ligante, ou mesmo entre os mástiques (ligantes asfálticos e fíleres). Esse conjunto de partículas recobertas e ligadas entre si por ligante asfáltico é chamado mistura asfáltica.

As misturas asfálticas são utilizadas para comporem revestimentos de pavimentos e camadas de bases asfálticas, após sua distribuição na pista e sua densificação ou compressão. Ao perder temperatura, as misturas asfálticas tornam-se mais resistentes e menos deformáveis, pois a viscosidade do ligante asfáltico aumenta expressivamente.

As camadas asfálticas, utilizadas como revestimento de pavimentos, devem garantir condição de conforto e segurança para os usuários e exercem a função de impermeabilização do pavimento e de resistência ao tráfego de veículos. Essas camadas são empregadas em diferentes tipos de soluções de pavimentação, desde baixo volume de tráfego até tráfego intenso e pesado. A maior parte dos pavimentos rodoviários e viários urbanos brasileiros é constituída por estruturas com revestimentos asfálticos.

27.1 LIGANTES ASFÁLTICOS

O asfalto utilizado em pavimentação é um ligante betuminoso resultante da destilação do petróleo que apresenta propriedades adesivas e comportamento termoviscoelástico, além de ser impermeável à água e quimicamente pouco reativo. Contudo, é suscetível ao

envelhecimento por oxidação lenta pelo contato com o ar e a água. O uso de asfaltos em pavimentação justifica-se por proporcionar forte união dos agregados, permitindo flexibilidade controlável, atuar como impermeabilizante e ser durável à ação da maioria dos ácidos, dos álcalis e dos sais (Bernucci *et al.*, 2022).

27.1.1 Processos de Produção

27.1.1.1 Origem do petróleo

De maneira simplificada, pode-se definir o petróleo como uma substância oleosa, inflamável, menos densa que a água e com cor característica variando entre o negro e o castanho-claro (Szklo; Uller; Bonfá, 2012). Esse material é oriundo de substâncias de natureza orgânica, principalmente plânctons e outros seres minúsculos, que foram soterrados por convulsão da natureza e que sofreram decomposição pela ação do tempo, bactérias, calor e pressão (Scafí, 2005).

A composição química do petróleo é caracterizada basicamente pela mistura de hidrocarbonetos e impurezas. Os hidrocarbonetos são compostos orgânicos formados por carbono e hidrogênio e podem ser predominantemente parafínicos, naftênicos ou aromáticos (Szklo; Uller; Bonfá, 2012).

As impurezas podem ser divididas em oleofílicas e oleofóbicas. As primeiras são dissolvidas no óleo (ou parte integrante dele) e as segundas são águas, sais, argilas, areias e sedimentos. As impurezas oleofílicas dividem-se, de acordo com Szklo, Uller e Bonfá (2012), em compostos sulfurados, nitrogenados, oxigenados, organometálicos, resinas e asfaltenos. Estes últimos podem ser definidos como aglomerados de compostos polares e polarizáveis, formados em consequência de associações intermoleculares, e são constituídos de hidrocarbonetos naftênicos condensados e de cadeias saturadas curtas.

Os principais grupos componentes dos óleos são os hidrocarbonetos saturados, os aromáticos, as resinas e os asfaltenos. Segundo Leite (1999), os CAPs (cimento asfáltico de petróleo) com maior quantidade de asfaltenos são ligantes mais duros ou mais viscosos à temperatura ambiente. Dependendo da proporção de compostos de hidrocarbonetos na sua composição, o petróleo se mostra mais adequado para a produção de um ou outro derivado (Szklo; Uller; Bonfá, 2012). Assim, os óleos obtidos de diferentes reservatórios possuem características diferentes, dando origem, após sua destilação, a asfaltos com composições químicas em diferentes proporções que têm influência no comportamento físico e mecânico das misturas asfálticas.

27.1.1.2 Refino do petróleo para obtenção de asfaltos

O refino de petróleo constitui a separação, via processos físico-químicos, desde insumo em frações de derivados que são processados em unidades de separação e conversão, até a obtenção dos produtos finais. Esses produtos dividem-se em combustíveis, não combustíveis acabados e intermediários. Os produtos combustíveis são a gasolina, o óleo combustível, o GLP, o querosene e os óleos residuais, enquanto os produtos acabados são os solventes, os lubrificantes, as graxas, o coque e o asfalto. Constituem os produtos intermediários a nafta, o etano, o propano, o butano, o etileno, o propileno, os butilenos e os butadienos (Szklo; Uller; Bonfá, 2012).

Conforme estes mesmos autores, a composição da carga na refinaria pode variar significativamente, constituindo sistemas complexos com múltiplas operações que dependem das propriedades do insumo (ou da mistura de insumos) e dos produtos desejados.

Uma das mais importantes operações na refinaria é a destilação inicial do petróleo, com a subsequente separação das frações de corte. A destilação envolve aquecimento, vaporização, fracionamento, condensação e resfriamento. A sequência de destilação atmosférica e de destilação a vácuo constitui a base do refino. O processo de dessalgação normalmente antecede essas duas etapas (Szklo; Uller; Bonfá, 2012).

O objetivo do processo de dessalgação consiste na remoção de sais corrosivos e de água, além de compostos organometálicos e sólidos suspensos que desativam os catalisadores usados nas operações de refino. Após esse processo, o óleo é preaquecido e segue para a coluna de destilação vertical à pressão atmosférica, na qual grande parte da carga se vaporiza e se fraciona em diferentes cortes, cada um deles correspondendo a uma diferente temperatura de condensação.

As frações leves se condensam e são coletadas no topo da coluna, enquanto as pesadas são coletadas no fundo e seguem para a torre de vácuo, que realiza a destilação dessas frações. A aplicação de vácuo é simplesmente uma forma de reduzir os pontos de ebulição das frações pesadas e permitir a separação a temperaturas menores, sem decomposição de hidrocarbonetos e formação de coque, além de aumentar a vida útil dos equipamentos envolvidos no processo. Os produtos do vácuo são o gasóleo leve, o gasóleo pesado e o resíduo de vácuo.

Uma vez que o processo de refino ocorre em colunas de destilação, em que o asfalto é o último

produto a ser obtido (resíduo de vácuo), esse, por vezes, é denominado “resíduo” do petróleo, embora, de acordo com Bernucci *et al.* (2022), esse termo não se associe de forma alguma a um material sem características adequadas ao uso.

Leite (1999) esclarece que, para petróleos de base asfáltica, faz-se necessário apenas um estágio de destilação a vácuo, dando origem a cimentos asfálticos de petróleo com consistência adequada para a pavimentação. Para petróleos leves, são necessários dois estágios de destilação (resíduo e vácuo), nos quais as condições de pressão e temperatura definem as especificações para uso em pavimentação. O processo de destilação em um estágio é caracterizado pela carga de petróleo asfáltico com destilação apenas por torre de vácuo. Já no processo em dois estágios, o óleo passa antes por destilação na torre de pressão atmosférica, seguindo o resíduo para a torre de vácuo.

Especificamente, quanto ao asfalto resultante do processo, o seu aquecimento a temperaturas elevadas (superiores a 150 °C), mesmo por tempos relativamente curtos (menos que um minuto, como ocorre na usinagem), pode causar um envelhecimento elevado desde que haja 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 (Bernucci *et al.*, 2022).

27.1.2 Tipos, Caracterização e Especificações de Ligantes Asfálticos

De modo geral, os ligantes asfálticos comumente utilizados em obras de pavimentação podem ser divididos em: cimento asfáltico de petróleo (CAP), asfalto diluído (ADP ou recortado), emulsão asfáltica (EAP), asfalto modificado por polímeros (AMP) ou por borracha de pneus (AMB). Nesse contexto, o CAP é a base de todos os outros e apresenta comportamento termoviscoelástico. Essa característica manifesta-se no comportamento mecânico do revestimento asfáltico, sendo suscetível à temperatura de serviço, à velocidade, ao tempo e à intensidade e frequência de carregamento. A seguir, são apresentadas as principais características e especificações para esses tipos de ligantes.

a) Cimento asfáltico de petróleo (CAP)

Os CAPs são constituídos por 90 a 95 % de hidrocarbonetos e de 5 a 10 % de heteroátomos (oxigênio, enxofre e metais). Esses materiais são

caracterizados, ainda, por se apresentarem como semissólidos à temperatura baixa, viscoelásticos à temperatura ambiente e líquidos à temperatura alta (Bernucci *et al.*, 2022).

Quando o asfalto obtido a partir do refino do petróleo se enquadra em determinada classificação em função de suas propriedades físicas é denominado CAP (cimento asfáltico de petróleo), seguido de um identificador numérico que indica sua classe (faixa de penetração, viscosidade, entre outras características). Atualmente, os CAPs brasileiros são classificados pela penetração em: 30-45, 50-70, 85-100 e 150-200.

Até 2005, os CAPs nacionais eram especificados por viscosidade absoluta ou por penetração. Por viscosidade, os asfaltos eram divididos em CAP 7, CAP 20 e CAP 40, sendo os números associados ao início da faixa de viscosidade de cada classe. Em 2005, foi publicada e aprovada pela Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP) uma nova especificação de CAP em substituição àquelas vigentes até aquele momento – Resolução nº 19, de 11 de julho de 2005. A nova especificação baseia-se na penetração e em ensaios físicos empíricos. A Tabela 27.1 apresenta a especificação dos CAPs nacionais vigente no país.

A penetração retida da Tabela 27.1 é a 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. O índice de suscetibilidade térmica, por sua vez, indica a sensibilidade dos ligantes à variação de temperatura. Pfeiffer propôs um procedimento para determinar o índice de suscetibilidade térmica 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 ponto de amolecimento, é de 800 (0,1 mm).

Assim, determina-se a penetração a 25 °C, o PA, e então traça-se o gráfico com os valores de temperatura em abscissas e os valores de penetração em escala logarítmica em ordenadas (Fig. 27.1). Com a Figura 27.1 e a Equação (27.1), pode-se determinar o coeficiente angular da reta. Para o cálculo do índice de suscetibilidade térmica, ou índice de penetração (IP), emprega-se a relação empírica representada pela Equação (27.2) e que resulta na Equação (27.3).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\log 800 - \log P}{PA - 25} \quad (27.1)$$

$$IP = \frac{20 - 500(\operatorname{tg} \alpha)}{1 + 50(\operatorname{tg} \alpha)} \quad (27.2)$$

$$IP = \frac{500 \log P + 20 PA - 1951}{120 - 50 \log P + PA} \quad (27.3)$$

b) Asfaltos modificados por polímeros (AMP)

A modificação dos asfaltos por polímeros teve início nos anos 1970 com o propósito de melhorar as características dos CAPs, como: aumentar a coesão, reduzir a suscetibilidade térmica, reduzir a fluência, aumentar a resistência à deformação permanente e à fadiga, garantir adesividade e resistência ao envelhecimento. A modificação de asfaltos se mostra atrativa diante do crescente volume de veículos comerciais e do peso por eixo, de condições de tráfego pesado canalizado, além de regiões que apresentem condições adversas de clima.

Porém, nem todo CAP quando modificado por polímeros apresenta estabilidade à estocagem e nem

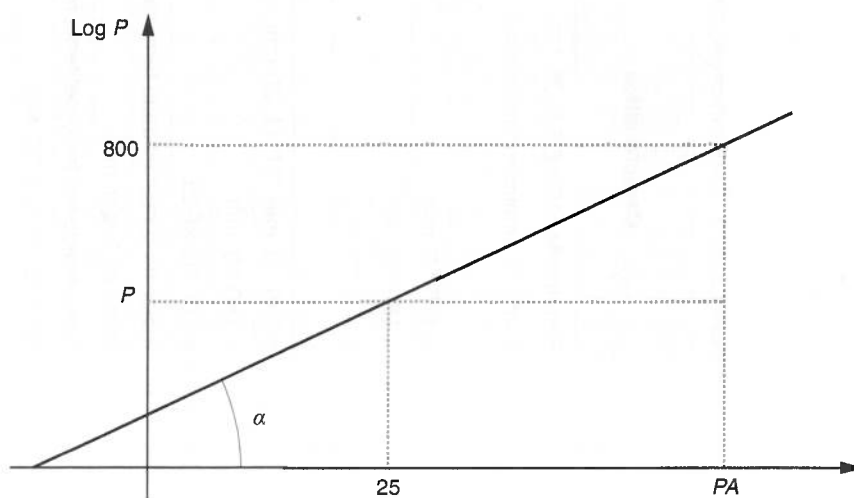


FIGURA 27.1 Exemplo de gráfico de penetração em função do ponto de amolecimento.

TABELA 27.1 Especificação brasileira de CAPs (ANP, 2005)

Característica	Unidade	Limites				Métodos	
		CAP	CAP	CAP	CAP	ABNT NBR	ASTM/D
		30-45	50-70	85-100	150-200		
Penetração (100 g, 5 s, 25 °C)	0,1 mm	30-45	50-70	85-100	150-200	6576	5
Ponto de amolecimento mínimo	°C	52	46	43	37	6560	36
Viscosidade Saybolt-Furol							
a 135 °C, mín.	s	192	141	110	80	14950	E 102
a 150 °C, mín.		90	50	43	36		
a 177 °C, mín.		40-150	30-150	15-60	15-60		
Viscosidade Brookfield							
a 135 °C, mín. (SP 21, 20 rpm, mín.)	cP	374	274	214	115	15184	4402
a 150 °C, mín.		203	112	97	81		
a 177 °C, SP 21		76-285	57-285	28-114	28-114		
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, mín.	°C	235	235	235	235	11341	92
Solubilidade em tricloroetileno, mín.	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	14855	2042
Ductilidade a 25 °C, mín.	cm	60	60	100	100	6293	113
Efeito do calor e do ar a 163 °C por 85 min							
Variação em massa, máx.	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5		2872
Ductilidade a 25 °C, mín.	cm	10	20	50	50	6293	113
Aumento do ponto de amolecimento, máx.	°C	8	8	8	8	6560	36
Penetração retida, mín.	%	60	55	55	50	NBR 6576	5

todos os polímeros são passíveis de serem incorporados ao CAP. Os asfaltos que melhor se compatibilizam com polímeros são os que apresentam certa aromaticidade. O uso de asfaltos modificados por polímeros pode aumentar a vida de serviço dos pavimentos e reduzir a frequência de intervenções para manutenções. Contudo, o grau de melhoria, modificação e seu custo dependem das necessidades do local em que será aplicado (Bernucci *et al.*, 2022).

Para que a modificação seja viável técnica e economicamente, é necessário que o polímero seja resistente à degradação nas temperaturas usuais de utilização do asfalto, misture-se adequadamente, melhore as características de fluidez do asfalto a altas temperaturas sem que o ligante fique muito viscoso para a mistura e espalhamento e nem tão rígido a baixas temperaturas. Além disso, o asfalto-polímero tem de manter suas propriedades e permanecer estável, física e quimicamente, ao longo de todas as fases (Bernucci *et al.*, 2022).

A Tabela 27.2 apresenta a especificação técnica para asfaltos modificados por polímeros elastoméricos no Brasil, descrita na Resolução ANP nº 32, de 21 de setembro de 2010. O elastômero é caracterizado

por ser um material que apresenta capacidade de recuperar rapidamente a sua forma e dimensões ao cessar a solicitação sobre ele. Apesar da necessidade da utilização de diferentes teores de polímero para se atingir cada uma das classes especificadas pela ANP, esta não indica qual deve ser a concentração de polímero com relação ao CAP, nem qual o elastômero (Ceratti; Bernucci; Soares, 2015).

c) Asfaltos modificados por borracha (AMB)

A incorporação de borracha de pneus aos ligantes asfálticos representa uma maneira alternativa de se incorporar os benefícios de um polímero e, ao mesmo tempo, reduzir os problemas ambientais oriundos da disposição dos pneus inservíveis. Os métodos para incorporação de borracha triturada de pneus às misturas asfálticas dividem-se em úmido e seco. No processo úmido, a borracha triturada é adicionada ao CAP aquecido, produzindo ligante modificado, e representa geralmente entre 15 e 20 % da massa de ligante e menos de 1,5 % da massa total da mistura (Bernucci *et al.*, 2022). No processo seco, a borracha substitui parte do agregado mineral com

TABELA 27.2 Especificação brasileira de CAPs modificados por polímeros elastoméricos (ANP, 2010)

Característica	Unidade	Limite			Método	
		Tipo				
		55/75-E	60/85-E	65/90-E	ABNT NBR	ASTM/D
Penetração (100 g, 5 s, 25 °C)	0,1 mm	45-70	40-70		6576	5
Ponto de amolecimento, mín.	°C	55	60	65	6560	36
Viscosidade Brookfield					15184	4402
a 135 °C, spindle 21, 20 rpm, máx.	cP	3000				
a 150 °C, spindle 21, 50 rpm, máx.		2000				
a 177 °C, spindle 21, 100 rpm, máx.		1000				
Ponto de fulgor, mín.	°C	235			11341	92
Ensaio de separação de fase, máx.	°C	5			15166	7173
Recuperação elástica a 25 °C, 20 cm, mín.	%	75	85	90	15086	6084
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min						
Variação em massa, máx. ⁽¹⁾	% massa	1,0			15235	2872
Variação do ponto de amolecimento, máx.	°C	-5 a +7			6560	36
Porcentagem de penetração original, mín.	%	60			6576	5
Porcentagem de recuperação elástica original a 25 °C, mín.	%	80			15086	6084

⁽¹⁾ A variação em massa é definida como $\Delta M = \frac{M_f - M_i}{M_i} \times 100$, em que M_f é a massa após o ensaio RTFOT e M_i é a massa antes do ensaio RTFOT.

o objetivo de proporcionar elementos elastoméricos sólidos à matriz asfalto-agregado (Faxina, 2006).

Segundo Faxina (2006), é desejável que o ligante asfáltico utilizado no processo úmido contenha concentração relativamente alta de frações leves, o que pode ser obtido pela adição de óleos extensores ou pela seleção de ligantes de menor consistência. Em ambos os casos, é possível compensar o aumento da viscosidade provocado pela adição de borracha, assim como proporcionar óleos aromáticos em quantidade suficiente para promover a reação entre borracha e ligante sem remover componentes essenciais do ligante asfáltico de base.

O ligante modificado pelo processo úmido pode ou não ser estocável. O sistema não estocável, conhecido como *continuous blending* (também denominado *field blend* ou mesmo *just in time*), é produzido com equipamento misturador na própria obra e deve ser aplicado imediatamente em razão de sua instabilidade. O processo requer elevado grau de controle e o resultado é de um revestimento asfáltico de boa qualidade, com desempenho adequado (Camargo, 2016). O sistema estocável é denominado *terminal blending* por ser preparado em um terminal especial (indústria). Nesse caso, a mistura utiliza borracha fina de partículas passantes na peneira nº 40. O ligante modificado produzido dessa forma é estável, relativamente homogêneo e pode ser transportado (Morilha Jr., 2004).

A Resolução ANP nº 390, de 24 de dezembro de 2008, classifica os asfaltos modificados por borracha

em AB8 e AB22 em função de suas viscosidades. A Tabela 27.3 mostra a especificação dos CAPs modificados por borracha moída de pneus no Brasil, segundo esta Resolução.

d) Emulsões asfálticas (EAP)

As emulsões asfálticas são constituídas pela dispersão de uma fase asfáltica (50 a 70 % de CAP) em uma fase aquosa, podendo ser classificadas quanto à carga elétrica das partículas e quanto ao tempo de ruptura. A ruptura de uma emulsão asfáltica é o fenômeno que ocorre quando os glóbulos de asfalto da emulsão dispersos em água, em contato com o agregado mineral, sofrem uma ionização por parte deste, dando origem à formação de um composto insolúvel em água que se precipitará sobre o agregado.

Na preparação da emulsão é necessária a incorporação de um produto auxiliar para mantê-la estável. Esse produto, denominado agente emulsionante ou emulsificante, é uma substância que reduz a tensão superficial permitindo que os glóbulos de asfalto permaneçam em suspensão na água por algum tempo e evitando a aproximação entre as partículas e sua posterior coalescência (Bernucci *et al.*, 2022). A Resolução ANP nº 36, de 13 de novembro de 2012, trata da especificação para as emulsões asfálticas para pavimentação e para aquelas modificadas por polímeros elastoméricos. A Tabela 27.4 mostra parte da especificação para as emulsões catiônicas, segundo a ANP (2012). As designações das classes das emulsões são função do tempo de ruptura, do

TABELA 27.3 Especificação técnica de CAPs modificados por borracha de pneus (ANP, 2008)

Característica	Unidade	Limite		Método	
		AB8	AB22	ABNT NBR	ASTM/D
Penetração (100 g, 5 g, 25 °C)	0,1 mm	30-70	30-70	6576	5
Ponto de amolecimento, mín.	°C	50	55	6560	36
Viscosidade Brookfield máx. a 175 °C (<i>spindle</i> 2, 20 rpm)	cP	800-2000	2200-4000	15529	2196
Ponto de fulgor, mín.	°C	235	235	11341	92
Estabilidade à estocagem, máx.	°C	9	9	15166	7173
Recuperação elástica a 25 °C, 10 cm, mín.	%	50	55	15086	6084
Variação em massa do RTFOT, máx.	% massa	1	1	15235	2872
Ensalos no resíduo RTFOT					
Variação do ponto de amolecimento, máx.	°C	10	10	6560	36
Porcentagem de penetração original, mín.	%	55	55	6576	5
Porcentagem de recuperação elástica original (25 °C, 10 cm) mín.	%	100	100	15086	6084

TABELA 27.4 Especificação técnica para emulsões asfálticas (ANP, 2012)

Característica	Unidade	Limite					Método	
		Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta		
		RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C		
		RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	ABNT NBR	ASTM/D
Viscosidade Saybolt-Furol a 25 °C, máx.	s	90	-	-	-	90	14491	244
Viscosidade Saybolt-Furol a 50 °C	s	-	100-400	20-200	100-400	-	14491	244
Sedimentação, máx.	% m/m	5	5	5	5	5	6570	6390
Peneiração (0,84 mm), máx.	% m/m	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	14393	6933
Resistência à água (cobertura), mín.	%	80	80	80	80	80	14249	244
Carga da partícula	-	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	6567	244
pH, máx.	-	-	-	-	-	6,5	6299	-
Destilação								
Solvente destilado	% v/v	-	-	0-12	0-12	-	6568	244
Resíduo seco, mín.	% m/m	62	67	62	65	60	14376	6934
Desemulsibilidade								
Mínimo	% m/m	50	50	-	-	-	6569	6936
Máximo	% m/m	-	-	50	50	-	-	-
Mistura com filler silício	%	-	-	-	-	Máx. 2	6302	244
Mistura com cimento	%	-	-	-	-	Máx. 2	6297	244
Ensaio para o resíduo da emulsão obtido pela ABNT NBR 14896								
Penetração a 25 °C (100 g, 5 s)	0,1 mm	40-150	40-150	40-150	40-150	40-150	6576	5
Teor de betume, mín.	%	97	97	97	97	97	14855	2042
Ductilidade a 25 °C, mín.	cm	40	40	40	40	40	6293	113

teor de asfalto contido na emulsão, da carga iônica e da faixa de viscosidade. Desse modo, uma emulsão RR 1C representa uma emulsão de ruptura rápida (RR), catiônica (C), e o número 1 indica a faixa de viscosidade.

Além das emulsões asfálticas tradicionais, existem as modificadas por polímeros, sendo os mais utilizados os elastoméricos do tipo SBR (borracha de butadieno estireno) e SBS (estireno-butadieno-estireno). Esses polímeros podem estar dispersos na fase aquosa ou dissolvidos no ligante asfáltico emulsionado. Na Tabela 27.5 é apresentada a especificação das emulsões asfálticas modificadas por polímeros elastoméricos, de acordo com a Resolução ANP nº 6, de 2012.

e) Asfalto diluído (ADP)

Os asfaltos diluídos resultam da destilação do CAP por destilados do petróleo que evaporam após a aplicação do produto em campo. Esses ligantes são menos viscosos e podem ser trabalhados a temperaturas mais baixas. No Brasil, são produzidos asfaltos diluídos de cura média e de cura rápida. O termo “cura” refere-se à perda de voláteis e depende da natureza do diluente utilizado. A denominação dos tipos é dada segundo a velocidade de evaporação do solvente.

Nos asfaltos diluídos de cura rápida (CR), o solvente utilizado é a gasolina ou a nafta, e nos de cura média (CM), o solvente é o querosene. Para a denominação final dos tipos de asfaltos diluídos são

TABELA 27.5 Especificação técnica para emulsões asfálticas por polímeros elastoméricos (ANP, 2012)

Característica	Unidade	Limite					Método	
		Ruptura rápida		Ruptura média	Ruptura controlada	Ruptura lenta		
		RR-1C-E	RR-2C-E	RM-1C-E	RC-1C-E	RL-1C-E	ABNT NBR	ASTM / D
Viscosidade Saybolt-Furol a 50 °C	s	70 máx.	100-400	20-200	70 máx.	70 máx.	14491	244
Sedimentação, máx.	% m/m	5	5	5	5	5	6570	6390
Peneiração (0,84 mm), máx.	% m/m	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	14393	6933
Resistência à água (cobertura), mín. ⁽¹⁾							6300	244
Agregado seco	%	80	80	80	80	80	6300	244
Agregado úmido	%	80	80	60	60	60	6300	244
Carga da partícula	-	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	6567	244
pH, máx.	-	-	-	-	6,5	6,5	6299	244
Destilação								
Solvente destilado a 360 °C	% v/v	0-3	0-3	0 a 12	0	0	6568	244
Resíduo seco, mín.	% m/m	62	67	62	62	60	14376	6934
Desemulsibilidade								
Mínimo	% m/m	50	50	-	-	-	6569	6936
Máximo	% m/m	-	-	50	-	-		
Ensaio para o Resíduo da Emulsão Obtido pela NBR 14896								
Penetração a 25 °C (100 g, 5 s)	0,1 mm	45-150	45-150	45-150	45-150	45-150	6576	5
Ponto de amolecimento, mín.	°C	50	55	55	55	55	6560	36
Viscosidade Brookfield a 135 °C, SP21, 20 rpm, mín.	cP	550	600	600	600	600	15184	4402
Recuperação elástica a 25 °C, 20 cm, mín.	%	65	70	70	70	70	15086	6084

⁽¹⁾ 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 de qualidade.

somados às siglas CR e CM números que representam o início da faixa de viscosidade cinemática de aceitação em cada classe. Desse modo, um ligante CM30 é um asfalto diluído de cura média (CM) cuja faixa de viscosidade a 60 °C começa em 30 cSt (Bernucci *et al.*, 2022). A Tabela 27.6 mostra a especificação para asfaltos diluídos do tipo cura média, segundo a Resolução ANP nº 30, de 9 de outubro de 2007. O principal uso do asfalto diluído é no serviço de imprimação de base de pavimentos asfálticos, em geral, nas taxas de 0,8 a 1,6 litro/m² dependendo do tipo de material da base. Contudo, há uma tendência muito forte de redução de seu uso em serviços por penetração em função dos problemas de segurança e meio ambiente decorrentes de uma possível contaminação de solos e do lençol freático pelos diluentes. Este produto vem sendo substituído por emulsão de imprimação que reduzem esse tipo de impacto negativo. Outra questão relevante é que o asfalto diluído não deve ser aplicado sobre bases cimentadas, sendo substituído, nesse caso em particular, por emulsões de imprimação.

27.2 AGREGADOS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS

Agregado é um termo genérico para areias, pedregulhos e rochas minerais, em seu estado natural ou

britados, considerando-se ainda os materiais artificiais. Pode ser definido como material pétreo sem forma ou volume definidos, geralmente inerte e de dimensões e propriedades adequadas para a produção de concretos e argamassas. Em associação com o ligante asfáltico, deve resultar em estruturas de concreto asfáltico duráveis em sua vida de serviço (Bernucci *et al.*, 2022).

Os agregados, em geral, constituem mais que 94 %, em peso, das misturas asfálticas utilizadas em revestimentos de pavimentos. As partículas de maior tamanho formam o esqueleto da estrutura pétreo e controlam a transferência das cargas provenientes do tráfego e do clima para a camada subjacente (FHWA, 2005).

O desempenho da mistura asfáltica é diretamente afetado pelas propriedades dos materiais constituintes e pela composição do esqueleto pétreo (FHWA, 2005). Quanto aos agregados, a morfologia exerce influência na estabilidade dos concretos asfálticos (Pan; Tutumluer; Carpenter, 2006). Os agregados mais cúbicos, angulares e de textura superficial rugosa auxiliam na redução do potencial de deformação permanente, principalmente quando ligantes menos consistentes são utilizados, ou em climas quentes com tráfego lento e pesado (Stakston; Bahia; Bushek, 2003; Huang *et al.*, 2009). Portanto, o conhecimento das propriedades dos agregados é determinante para o projeto de pavimentos asfálticos (Naidu; Adishesu, 2013).

TABELA 27.6 Especificação brasileira para asfaltos diluídos de cura média (ANP, 2007)

Característica	Unidade	Limite		Método	
		CM 30	CM 70	ABNT NBR	ASTM/D
No asfalto diluído					
Água, máx.	% vol.	0,2	0,2	14236	95
Viscosidade cinemática a 60 °C	cSt	30-60	70-140	14756	2170
Viscosidade Saybolt-Furol a 25 °C	S	75-150	-	14950	88
Viscosidade Saybolt-Furol a 50 °C	S	-	60-120	14950	88
Ponto de fulgor, mín.	°C	38	38	5765	3143
Destilação até 360 °C (% volume do total destilado)					
225 °C, máx.	% vol.	25	20	14856	402
260 °C	% vol.	40-70	20-60		
316 °C	% vol.	75-93	65-90		
Resíduo a 360 °C, por diferença, mín.	% vol.	50	55	-	-
No resíduo da destilação					
Viscosidade a 60 °C ⁽²⁾	% vol.	300-1200	300-1200	5847	2171
Betume, mín. ⁽²⁾	% massa	99	99	14855	2042
Ductilidade a 25 °C, mín. ⁽¹⁾⁽²⁾	cm	100	100	6293	113

⁽¹⁾ Se a ductilidade obtida a 25 °C for menor que 100 cm, a ductilidade a 15,5 °C deverá ser maior que 100 cm.

⁽²⁾ Ensaios realizados no resíduo da destilação.

27.2.1 Classificação dos Agregados

Existe uma variedade de agregados passíveis de utilização em revestimentos asfálticos, porém cada utilização em particular exige agregados com características específicas que podem inviabilizar muitas fontes potenciais. Os agregados para pavimentação podem ser classificados quanto a sua natureza, tamanho e distribuição dos grãos (Bernucci *et al.*, 2022).

a) Natureza

- Natural: podem ser utilizados em pavimentação na forma e tamanho como se encontram na natureza ou, ainda, passar por processamentos como a britagem;
- artificial: são resíduos de processos industriais (escórias de alto-forno), ou fabricados especificamente com o objetivo de alto desempenho (argila expandida);
- reciclado: proveniente do reuso de materiais diversos, como a reciclagem de revestimentos asfálticos e a utilização de resíduos da construção civil.

b) Tamanho

A depender da especificação, os agregados são classificados quanto ao tamanho em:

- graúdo: material com dimensões maiores que 2 mm (peneira nº 10), embora em algumas classificações são considerados graúdos aqueles retidos na peneira nº 4 (4,76 mm);
- miúdo: material passante na peneira nº 10 e retido na nº 200 (0,075 mm) ou, em algumas classificações, passante na nº 4 e retido na nº 200;
- de enchimento ou filler: material que apresenta 65 % das partículas menores que 0,075 mm (cal, cimento etc.).

O tamanho do agregado pode influenciar o comportamento das misturas asfálticas de diversas maneiras. Agregados com tamanho máximo excessivamente pequeno podem tornar a mistura asfáltica instável. Por outro lado, agregados com tamanho máximo excessivamente grande podem prejudicar a trabalhabilidade e/ou provocar segregação da mistura (Bernucci *et al.*, 2022).

Assim, o Manual de Pavimentação do DNIT (2006) define diâmetro máximo de uma mistura de agregados como a abertura de malha da menor peneira na qual passam, no mínimo, 95 % do material. O diâmetro mínimo é definido para a abertura de malha da maior peneira, na qual passam, no máximo, 5 %. Entretanto, existem variações dessas definições. Por exemplo, a especificação

Superpave (Asphalt Institute, 2001) define como tamanho máximo nominal a peneira de abertura de malha imediatamente maior que a da primeira a reter mais que 10 % de material.

c) Distribuição granulométrica

Essa é uma das principais características dos agregados que influencia quase todas as propriedades das misturas asfálticas. Segundo Bernucci *et al.* (2022), a distribuição granulométrica de agregados pode ser de graduação:

- densa: curva granulométrica contínua e bem distribuída;
- aberta: curva granulométrica contínua, porém com insuficiência de material fino (menor que 0,075 mm);
- uniforme: curva granulométrica em que a maioria das partículas apresenta dimensões similares, em uma faixa bastante estreita de variação do tamanho;
- descontínua: descontinuidade em uma das frações, em geral com pequena porcentagem de grãos de tamanhos intermediários.

A distribuição granulométrica representa a distribuição dos tamanhos das partículas expressa em percentual, em peso, do total da amostra. A representação da distribuição por peso ou por volume é, aproximadamente, a mesma quando as massas específicas aparentes dos vários agregados utilizados são muito semelhantes. Para massas específicas significativamente diferentes, a composição granulométrica, a partir da mistura de agregados, deveria ser determinada como um percentual do volume total (Roberts *et al.*, 1996).

Teoricamente, a melhor distribuição granulométrica seria aquela que proporcionasse a maior densidade de empacotamento das partículas, resultando no aumento da estabilidade e em reduzido volume de vazios no agregado mineral (Roberts *et al.*, 1996). Contudo, em se tratando de misturas asfálticas para pavimentação, devem existir vazios suficientes para permitir a incorporação de quantidade adequada de ligante asfáltico, de modo a garantir a durabilidade da mistura e prevenir a ocorrência de exsudação e de deformação permanente no revestimento. Nesse cenário, o volume de vazios no agregado mineral (VAM) é limitado a um valor mínimo.

Em geral, um processo de tentativa e erro é usado para se projetar uma mistura de agregados que atenda ao limite mínimo de VAM e a outros critérios volumétricos. Porém, procedimentos desse tipo não têm indicação clara de como atender os

requisitos volumétricos da mistura que garantam o bom desempenho em campo. Então, novos processos surgiram com base na relação entre a distribuição granulométrica e os parâmetros volumétricos (por exemplo, método Bailey-Vavrik, citado em Vavrik, Pine e Carpenter, em 2002, e o método *Dominant Aggregate Size Range*, proposto por Kim, em 2006) e/ou no desempenho das misturas asfálticas (por exemplo, Lei da Potência, em Birgisson e Ruth, 2001).

27.2.2 Propriedades Físicas dos Agregados de Interesse à Pavimentação

A seleção de agregados para utilização na construção rodoviária depende da disponibilidade, do custo e da qualidade. A aceitação de um agregado é definida pela análise de determinadas características, devendo-se proceder previamente à coleta de amostras de maneira adequada (Bernucci *et al.*, 2022). A seguir, são apresentadas resumidamente as principais características desejáveis para os agregados para uso em obras de pavimentação asfáltica.

a) Distribuição granulométrica

A distribuição granulométrica deve assegurar estabilidade da camada de revestimento asfáltico em função do entrosamento entre as partículas e o consequente atrito entre elas. As especificações de norma devem ser atendidas em função do tipo de aplicação do agregado (Bernucci *et al.*, 2022). Em situações de misturas asfálticas elaboradas com asfaltos menos consistentes e submetidas a clima quente, tráfego intenso e pesado, a distribuição granulométrica desempenhará efeito ainda mais significativo no controle da deformação permanente. Contudo, o travamento granular não é suficiente para garantir resistência a esse tipo de deformação, sendo necessária a utilização de agregados com propriedades de forma que melhorem o travamento do esqueleto pétreo (Leandro *et al.*, 2021).

b) Limpeza

A consideração equivocada da condição de limpeza e da quantidade de pó presente nos agregados poderá prejudicar a trabalhabilidade da mistura, influenciar na determinação do teor de asfalto de projeto e no seu comportamento mecânico (Bardini *et al.*, 2012). A limpeza dos agregados pode ser verificada visualmente, porém a análise granulométrica com lavagem é mais eficiente. Para agregados miúdos, pode-se executar o ensaio de equivalente de areia (DNER ME 054:1997), que determina a proporção

relativa de materiais do tipo argila ou pó em amostras de agregados.

c) Resistência ao choque e ao desgaste

A resistência ao choque e ao desgaste do agregado está associada à ação do tráfego. A resistência ao choque é avaliada pelo ensaio Treton (DNER ME 399:1999), e a resistência ao desgaste, pelo ensaio de abrasão Los Angeles (DNER ME 035:1998). As especificações normalmente limitam o valor de abrasão Los Angeles (LA) entre 40 e 55 % e a perda ao choque pelo ensaio Treton a 60 % (Bernucci *et al.*, 2022).

Entretanto, com relação à abrasão, tem-se verificado comportamento satisfatório em campo de alguns agregados com valores de LA superiores a 55 %. Desse modo, o DNIT passou a recomendar a execução de outros ensaios para esses agregados: determinação do índice de degradação Washington (DNER ME 397:1999), determinação do índice de degradação após compactação Proctor (DNER ME 398:1999) e determinação da perda ao choque no ensaio Treton (DNER ME 399:1999), determinação do índice de degradação após compactação Marshall com e sem ligante (DNER ME 401:1999).

d) Textura superficial

A textura superficial do agregado influi na trabalhabilidade, na adesividade, na resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas e no atrito dos pneus dos veículos com a superfície dos pavimentos. A partir da análise por imagem é possível determinar a textura superficial de agregados graúdos (retidos na peneira de 4,75 mm). A AASHTO TP 81:2012 estabelece uma escala que varia de 0 a 1000, em que um valor menor indica uma textura superficial mais lisa e polida.

e) Absorção

A porosidade do agregado é avaliada por intermédio de ensaios de absorção de água e indica a quantidade de água que um agregado é capaz de absorver. A absorção é expressa em porcentagem da relação entre massa de água absorvida pelo agregado graúdo após 24 h de imersão (DNER ME 081:1998) à temperatura ambiente e a massa inicial de material seco. A absorção de água por um agregado também refletirá a absorção de ligante asfáltico necessário, ou seja, será necessário incorporar quantidade adicional de ligante para compensar a absorção, pois, caso contrário, a mistura asfáltica resultante terá maior volume de vazios que o esperado, dado que parte do ligante ficou absorvida nos vazios superficiais dos agregados (Bernucci *et al.*, 2022).

f) Adesividade ao ligante asfáltico

A boa adesividade é uma das principais características a se exigir de um agregado para uso em revestimentos asfálticos, pois se deve garantir o não deslocamento da película de asfalto pela ação da água (Bernucci *et al.*, 2022). Em geral, os agregados básicos ou hidrofílicos (calcários e basaltos) têm melhor adesividade do que os ácidos ou hidrofóbicos, como granitos e gnaisses (DNIT, 2006).

Os ensaios para determinação das características de adesividade podem ser divididos em dois grupos: aqueles que avaliam o comportamento de partículas de agregados recobertas por ligante asfáltico e aqueles que avaliam o comportamento de certas propriedades mecânicas de misturas pela ação da água. No método DNER ME 078:1994, a mistura asfáltica não compactada é imersa em água e as partículas cobertas por ligante são avaliadas visualmente. Outro método para esse tipo de avaliação é o Lottman Modificado (AASHTO T 283-07). Nesse método, um conjunto de corpos de prova cilíndricos, com volume de vazios preestabelecido, é submetido à saturação em água e ao posterior congelamento para simular as tensões internas induzidas pelo tráfego. Após o descongelamento, as amostras são submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT'). Esta é relacionada com a resistência à tração por compressão diametral das amostras que não foram submetidas ao processo de condicionamento (saturação e congelamento – RT). A relação RT'/RT indica a perda de resistência por umidade induzida e deve ser maior ou igual a 0,7 (Bernucci *et al.*, 2022). Esse tipo de avaliação do dano por umidade induzida de misturas asfálticas é atualmente previsto pela norma brasileira ABNT NBR 15617:2016.

g) Sanidade

Os agregados podem sofrer processos de desintegração química quando expostos às condições ambientais (Roberts *et al.*, 1996). Essa desintegração é quantificada em um ensaio, que consiste em atacar o agregado com solução 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 de massa resultante desse ataque deve ser de, no máximo, 12 % (Bernucci *et al.*, 2022).

h) Forma das partículas

A forma das partículas influi na trabalhabilidade e na resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas. Na Figura 27.2, são apresentados os resultados obtidos por Leandro *et al.* (2021) quanto ao percentual de afundamento em trilha de roda, no simulador de

tráfego de laboratório, para três condições distintas de agregados de misturas asfálticas densas: (1) agregado granítico, (2) seixo não britado e (3) seixo britado. Nota-se que, mesmo mantendo-se a mesma distribuição granulométrica, a substituição da parcela graúda do agregado granítico pelo seixo não britado e pelo seixo britado resultou em deformações excessivas (maiores que 10 % entre 400 e 3000 ciclos de carga). Desse modo, o engenheiro, além de escolher o melhor arranjo granulométrico, deverá considerar as propriedades de forma dos agregados no projeto de um concreto asfáltico.

Partículas angulares tendem a apresentar melhor intertravamento entre os grãos compactados tanto quanto mais cúbicas forem essas partículas. O DNER ME 424:2020 caracteriza a forma das partículas pela determinação do índice de forma (f), que varia entre 0 e 1, em que 1 indica um agregado de ótima cubicidade e 0 caracteriza um agregado lamelar. Para aceitação do agregado quanto à forma, o limite mínimo para f é de 0,5.

A forma das partículas também pode ser caracterizada segundo a norma ABNT NBR 7809:2019, norma que estabelece que sejam feitas mensurações por paquímetro de três dimensões das partículas: comprimento a , largura b e espessura c .

Atualmente, vem sendo utilizadas avaliações de forma de agregados por imagens, com diferentes recursos técnicos disponíveis, melhorando a eficiência do processo, a acurácia e a reprodutibilidade. O DNIT ainda especifica o método de determinação das propriedades de forma por meio do processamento digital de imagens (PDI) pela norma DNIT ME 432/2020. A partir da análise da forma dos agregados por imagem digital, pode-se determinar o grau de angularidade dos agregados miúdos e graúdos. Esse parâmetro está relacionado com os ângulos formados nos cantos das partículas do agregado em uma imagem em duas dimensões. Então, o gradiente de angularidade quantifica as mudanças ao longo do contorno da partícula, em que maiores valores indicam uma forma mais angular. De acordo com a DNIT ME 432/2020, valor de angularidade maior que 7,18 indica uma partícula angular. Pode-se também determinar a esfericidade das partículas do agregado graúdo considerando a análise em três dimensões. O índice de esfericidade varia de 0 a maior do que 0,9, sendo que partículas com índice superior a 0,9 são consideradas muito esféricas. No caso de agregados miúdos, analisa-se o parâmetro Form 2D, que varia de 0 até maior do que 15,5. Valor de Form 2D menor do que 0,5 representa uma partícula com forma mais próxima a de um círculo. Quanto à textura, ela pode variar de polida (valores menores que 260) a muito

rugosa (valores maiores que 825). A porcentagem de partículas achatadas e alongadas pode ser determinada por meio da norma DNIT ME 429/2020.

No que tange à sistemática Superpave (Asphalt Institute, 2001), as propriedades dos agregados são divididas em duas categorias: de consenso e de origem. As propriedades de origem são aquelas que os órgãos ou agências rodoviárias utilizam para caracterizar uma fonte específica de agregado. Por esse motivo, os limites para aceitação são definidos especificamente para cada região ou local. As propriedades definidas pelo Superpave como de origem são: resistência à abrasão, sanidade e presença de materiais deletérios (SHRP, 1994).

Atualmente, as propriedades, antes definidas de consenso, são agora denominadas propriedades primárias. Segundo o Relatório nº 673 do National Cooperative Highway Research Program – NCHRP (2011), as propriedades primárias são tidas como as mais importantes para o bom desempenho dos revestimentos asfálticos e seus limites estão relacionados com o tráfego e a posição na estrutura do pavimento em que o agregado será utilizado. As propriedades primárias do Superpave são: angularidade do agregado graúdo, angularidade do agregado miúdo, partículas alongadas e achatadas, e teor de argila.

27.2.3 Densidade Relativa dos Agregados

Segundo Bernucci *et al.* (2022), são definidas três designações quanto ao estudo da densidade relativa dos agregados: real (*apparent specific gravity*), aparente (*bulk specific gravity*) e efetiva (*effective specific gravity*).

a) Densidade relativa real (G_{sa})

A densidade relativa real é a relação entre a massa seca (M_s) e o volume real (V_r) do agregado [Eq. (27.4)]. Esse volume considera apenas o volume da partícula e não inclui o volume de quaisquer poros ou capilares.

$$G_{sa} = \frac{M_s}{V_r} \quad (27.4)$$

b) Densidade relativa aparente (G_{sb})

A densidade relativa aparente é determinada pela relação entre a massa seca (M_s) e o volume aparente do agregado (V_{ap}) na condição de superfície saturada [Eq. (27.5)]. Essa condição é obtida em laboratório pela remoção cuidadosa e manual da água da superfície dos agregados com o uso de um tecido absorvente. Nessa determinação, considera-se o material como um todo, sem descontar os vazios, ou seja, considera-se o volume do agregado sólido mais o volume dos poros superficiais contendo água.

$$G_{sb} = \frac{M_s}{V_{ap}} \quad (27.5)$$

c) Densidade relativa efetiva (G_{se})

A densidade relativa efetiva é determinada quando se trabalha com misturas asfálticas cujo teor de ligante seja conhecido. É definida pela relação entre a massa seca da amostra e o volume efetivo do agregado [Eq. (27.6)]. O volume efetivo é constituído pelo volume do agregado sólido e o volume dos poros permeáveis à água que não foram preenchidos pelo

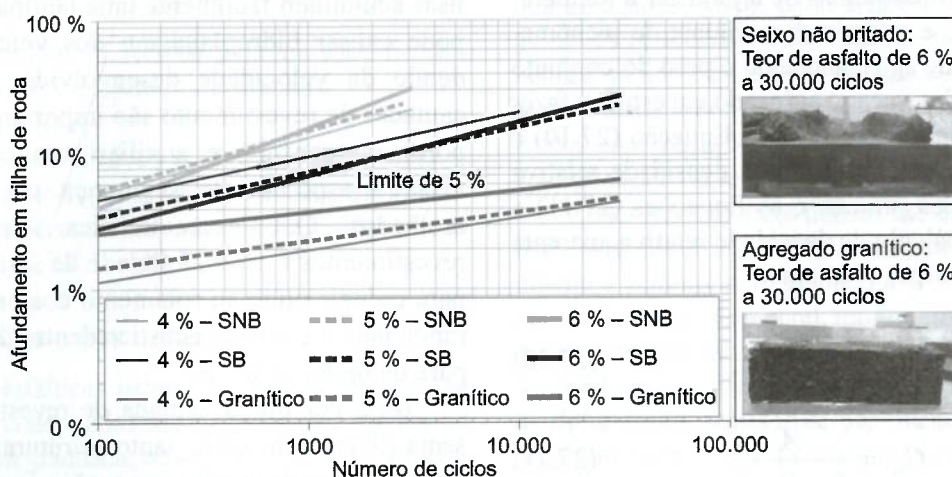


FIGURA 27.2 Percentual de afundamento em trilha de roda para três condições de agregado e mesma distribuição granulométrica: agregado granítico, seixo não britado e seixo britado (Leandro *et al.*, 2021).

asfalto. Não é comum determinar esse volume diretamente, sendo frequentemente tomado como a média entre a massa específica real e a aparente.

$$G_{se} = \frac{M_s}{V_{ef}} \quad (27.6)$$

O método de ensaio DNIT ME 413/2021 trata da determinação da densidade relativa de agregados graúdos e define os procedimentos para a obtenção da densidade na condição seca (G_{sa}), na condição de superfície saturada seca (G_{sb}) e da absorção (a), conforme as Equações (27.7) a (27.9). Esses procedimentos consistem na determinação da massa seca A , da massa na condição de superfície saturada seca B e da massa imersa C .

$$G_{sa} = \frac{A}{A - C} \quad (27.7)$$

$$G_{sb} = \frac{A}{B - C} \quad (27.8)$$

$$a = \frac{B - A}{A} \times 100 \quad (27.9)$$

Quanto às densidades do agregado miúdo, a norma DNIT ME 411/2021 estabelece os procedimentos para a determinação da densidade relativa real (G_{sa}), aparente (G_{sb}) e da absorção (a). Para agregados menores que 4,8 mm, faz-se uso do método do picnômetro, procedendo-se do seguinte modo: determinar a massa do picnômetro cheio de água (B), preencher $\frac{1}{4}$ do picnômetro com água para, em seguida, colocar o agregado miúdo na condição previamente preparada de superfície seca saturada. Anotar o peso do agregado como (B_1). Agitar o picnômetro com o objetivo de eliminar bolhas de ar, ajustar a temperatura para 25 °C e completar o volume do picnômetro com adição de água, anotando o peso do conjunto como (C). Por fim, secar o agregado em estufa e fazer a anotação da massa seca (A). A Equação (27.10) é utilizada para a determinação da densidade relativa real de agregados miúdos e as Equações (27.11) e (27.12) para o cálculo da densidade relativa aparente e da absorção, respectivamente.

$$G_{sa} = \frac{A}{A + B - C} \quad (27.10)$$

$$G_{sb} = \frac{A}{B_1 + B - C} \quad (27.11)$$

$$a = 100 \frac{B_1 - A}{A} \quad (27.12)$$

27.3 CAMADAS DOS PAVIMENTOS SOB O CONTEXTO ESTRUTURAL E FUNCIONAL

Os pavimentos são sistemas de múltiplas camadas, assentes sobre o subleito, sendo que este representa o fim dos serviços de terraplenagem. As camadas são construídas para resistirem aos esforços do tráfego e às variações climáticas, e devem oferecer aos usuários conforto ao rolamento e segurança. Do ponto de vista estrutural, cada camada deve resistir aos esforços e transmiti-los às inferiores de tal maneira que as tensões sejam devidamente suportadas em todas elas, de maneira equilibrada, dependendo da rigidez de cada uma. A seleção dos materiais e o dimensionamento de suas espessuras devem assegurar que não ocorra ruptura precoce por fadiga ou que haja uma camada que seja responsável por acúmulo de deformações permanentes excessivas em função da repetição de cargas.

Do ponto de vista funcional, as superfícies devem ser bem acabadas geometricamente, com baixo nível de irregularidade, de tal maneira que possibilite ao usuário conforto ao rolamento. Quanto mais confortável ao rolamento for o pavimento, menores são os custos operacionais, representados por consumo de combustível, gasto em pneus, peças de reposição e manutenção dos veículos, tempo de viagem etc. A superfície dos pavimentos deve também exibir uma textura que auxilie na aderência pneu-pavimento em dias de chuva. As superfícies mais rugosas colaboram para a frenagem em menores distâncias. Superfícies muito lisas acumulam facilmente uma lâmina de água que pode causar hidroplanagem dos veículos, dependendo da velocidade desenvolvida. Portanto, as camadas de revestimento são importantes para proporcionar conforto e auxiliar com características visando aspectos de segurança em pavimentos molhados. Outra característica importante dos revestimentos é a possibilidade de serem utilizados para reduzir ruído ao rolamento dos pneus, colaborando para o conforto acústico dentro dos veículos e para os lindeiros à via.

Uma vez que a camada de revestimento apresenta diversas funções, tanto estruturais como funcionais, serão discutidas nas seções seguintes alguns dos mais importantes tipos de misturas asfálticas de modo a possibilitar sua seleção dependendo da função e do tipo de projeto de via.

27.4 REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Os pavimentos asfálticos são aqueles cuja camada de revestimento é constituída por misturas asfálticas usinadas ou por tratamentos asfálticos, cuja escolha depende do tipo de tráfego, volume de veículos, função da via, entre outros fatores. Os revestimentos asfálticos têm sido empregados em diversos tipos de pavimentos, sob diferentes solicitações, desde em vias de baixo volume de tráfego até naquelas de tráfego intenso e pesado, como nas autoestradas, corredores de ônibus, entre outras. Os pavimentos rodoviários e viários urbanos no Brasil, em sua maioria, são asfálticos; por esse motivo, serão descritos os tipos de misturas e tratamentos asfálticos mais usuais. São ainda apresentados alguns tipos de revestimentos que, embora sejam utilizados de modo ainda incipiente no país, ocupam um papel importante na evolução das técnicas de pavimentação.

Os revestimentos asfálticos são soluções que podem ser aplicadas em qualquer região brasileira, pois existem equipamentos e usinas disponíveis, tanto de órgãos públicos como no âmbito privado. Existem não só refinarias de petróleo, possibilitando uma boa distribuição de ligante asfáltico, como também várias empresas que produzem emulsão asfáltica em diversos locais no Brasil para os tratamentos superficiais, imprimações e para misturas asfálticas a frio.

27.4.1 Misturas Usinadas a Quente

A escolha do tipo de mistura asfáltica é função da condição de clima e tráfego em que será utilizada. As misturas asfálticas usinadas, normalmente utilizadas no Brasil na pavimentação, são compostas essencialmente de:

- ligante asfáltico (CAP, ou asfaltos modificados por polímeros ou ainda por borracha);
- agregados e filer;
- aditivos (como aditivos melhoradores de adesividade agregado/ligante; fibras; aditivos para redução de temperatura de usinagem e compactação – ver Seção 27.4.3, entre outros).

27.4.1.1 Concreto asfáltico

As misturas asfálticas usinadas a quente densas são normalmente constituídas de agregados com graduação contínua e bem graduada, ou seja, coexistem agregados de diversas dimensões, desde a dimensão máxima da mistura (por exemplo, 9,5 mm; 12,5 mm; 19 mm, entre outras) até os agregados considerados na fração areia (menores que 4,76 mm e maiores que 0,075 mm), além

dos finos passantes na peneira nº 200 (0,075 mm). A composição e quantidade dos agregados são de tal sorte que as partículas menores buscam preencher os vazios deixados pelas partículas maiores. Essas graduações procuram minimizar o volume de vazios entre partículas, ou seja, buscam a máxima “densidade”.

Essas misturas asfálticas usinadas a quente são chamadas comumente de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) ou concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ) – designações para o mesmo material – e constituem camadas intermediárias (camadas entre a base do pavimento e a camada de rolamento) ou propriamente a camada de rolamento dos pavimentos, conhecida popularmente por “capa”.

A Figura 27.3(a) mostra as diversas frações utilizadas em uma mistura asfáltica contínua e bem graduada, com dimensão máxima de 19 mm para ilustração. Na Figura 27.3(b) é mostrado um aspecto de um corpo de prova extraído de revestimento desse tipo.

Em virtude do arranjo de partículas com graduação bem graduada, a quantidade requerida de ligante asfáltico para cobrir as partículas e ajudar a preencher os vazios não pode ser muito elevada, pois a mistura necessita contar ainda com vazios com ar em torno de 3 a 5 % após a compactação construtiva e operacional, no caso de camada de rolamento (camada em contato direto com os pneus dos veículos), e, frequentemente, de 4 a 6 % para camadas intermediárias ou de ligação (camada subjacente à de rolamento). Caso não seja deixado certo volume de vazios com ar, as misturas asfálticas deixam de ser estáveis às solicitações do tráfego e, por fluência, deformam-se significativamente. A faixa de teor de asfalto em peso está normalmente entre 4,0 e 6,0 %, dependendo de vários fatores, como distribuição granulométrica, forma e peso específico dos agregados, viscosidade e tipo do ligante e energia de compactação. Para o teor de projeto, a relação betume/vazios está na faixa de 70 a 80 % para camada de rolamento e de 65 a 75 % para camada de ligação, ambas com variações dependendo da especificação e do órgão rodoviário.

Concretos asfálticos densos são as misturas asfálticas usinadas a quente mais utilizadas como revestimentos asfálticos de pavimentos. No entanto, suas propriedades são, em geral, muito sensíveis à variação do teor de ligante. 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. De outro lado, a falta de ligante gera 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.

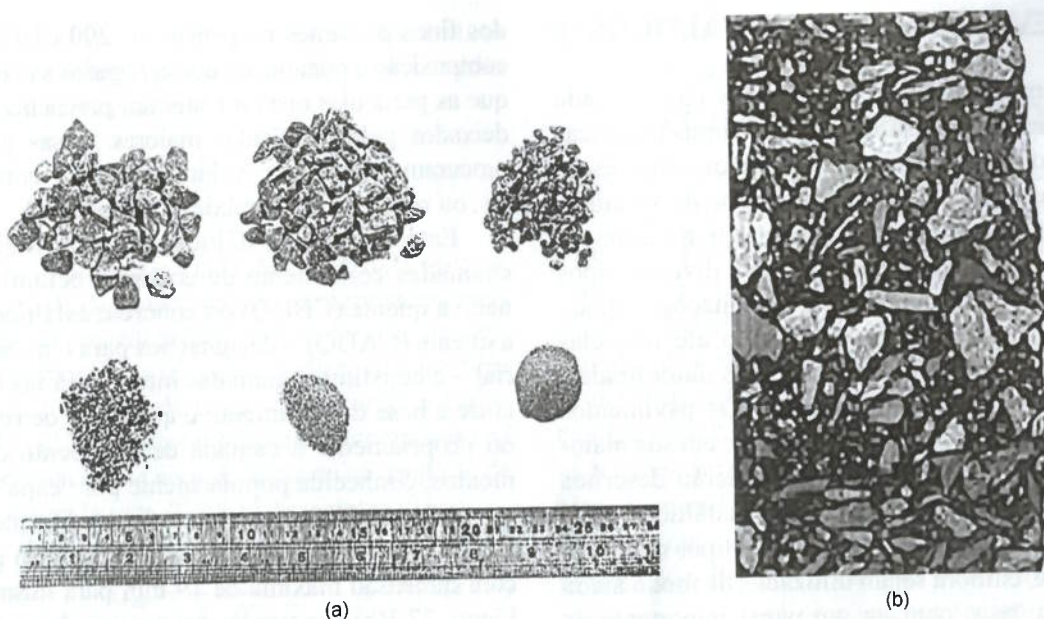


FIGURA 27.3 (a) Diversas frações de agregados e fíler para composição de um concreto asfáltico usinado a quente; (b) corpo de prova de um concreto asfáltico usinado a quente.

27.4.1.2 Misturas asfálticas usinadas a quente descontínuas e abertas

As misturas asfálticas usinadas descontínuas caracterizam-se por apresentarem fração reduzida de tamanho intermediário na formulação granulométrica. Dependendo das misturas, elas podem conter praticamente nenhum fíler – sendo uma graduação aberta, como é o caso da CPA (camada porosa de atrito), ou quantidade de fíler até maior que a dos concretos asfálticos, como é o caso do *stone matrix asphalt* (SMA). Citam-se ainda as misturas descontínuas como o *béton bitumineux très mince* (BBTM), uma variação do SMA, porém com maior volume de vazios com ar, e o *gap graded*, mistura asfáltica descontínua de difusão no Brasil em rodovias de tráfego pesado e intenso. A Figura 27.4 mostra exemplos de distribuições granulométricas de diferentes misturas asfálticas e a Figura 27.5 apresenta exemplos de corpos de prova de misturas do tipo CPA, CA e SMA.

a) Camada porosa de atrito ou revestimento drenante (CPA)

Uma mistura asfáltica do tipo CPA é caracterizada por apresentar grande porcentagem de vazios com ar, não preenchidos. Essas misturas apresentam entre 20 e 30 % de vazios com ar, ou seja, CPA é uma

camada de graduação aberta, com os vazios pouco preenchidos.

Em virtude da particularidade granulométrica, a quantidade de ligante geralmente é reduzida, em média, em torno de 3,5 a 4,5 %. A camada de CPA é utilizada como camada de rolamento e conhecido no exterior como revestimento asfáltico drenante, com a finalidade de coleta da água de chuva no interior da mistura e de escoamento da mesma em seu interior até alcançar os drenos laterais.

A camada inferior à CPA deve ser necessariamente impermeabilizada para evitar a entrada de água no interior da estrutura do pavimento. As características importantes desse tipo de mistura são: redução da espessura da lâmina de água na superfície de rolamento graças à sua infiltração nos vazios interligados e do *spray* causado pelo borramento de água dos pneus dos veículos. Outro fator importante é a redução de ruído ao rolamento, amenizando os problemas ambientais em áreas próximas a vias com esses revestimentos. O aspecto de um corpo de prova extraído de um revestimento drenante, ou CPA, é mostrado na Figura 27.5(a).

Os agregados de uma mistura do tipo CPA devem ser resistentes (Los Angeles menor ou igual a 30 %) para não serem quebrados na compactação, pois eles estão em contato uns com os outros e a tensão nesse contato é elevada durante o processo de densificação.

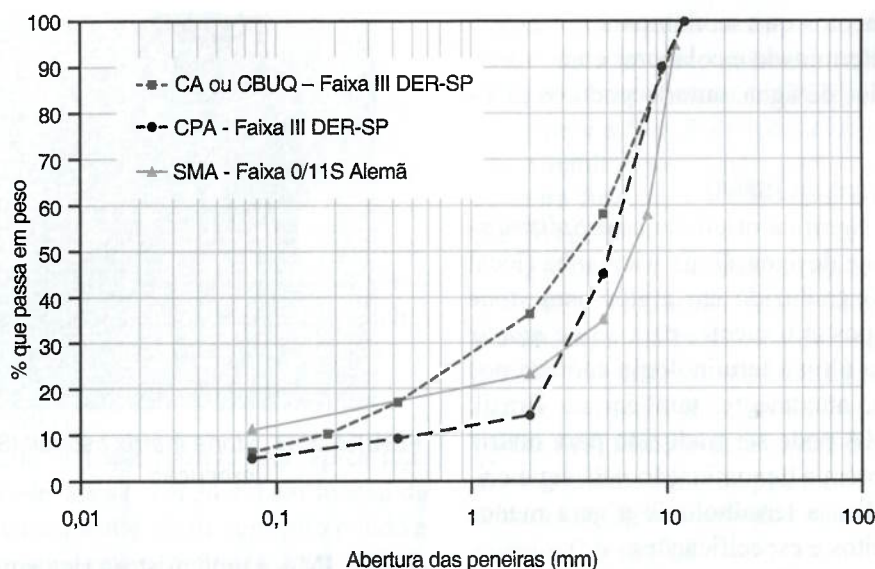
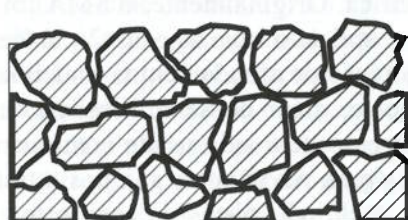
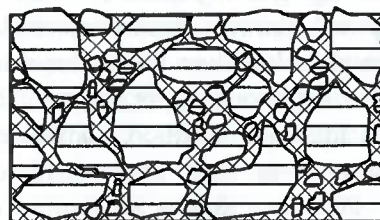


FIGURA 27.4 Exemplos de distribuições granulométricas de diferentes misturas asfálticas a quente.



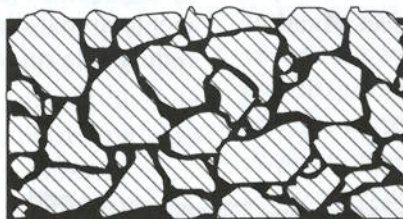
(a)

Camada porosa de atrito de graduação aberta



(b)

Concreto asfáltico de graduação densa – faixa C do DNIT



(c)

Stone matrix asphalt – faixa alemã 0/11S de graduação descontinua

FIGURA 27.5 Exemplos de corpos de prova de misturas: (a) camada porosa de atrito (CPA), (b) concreto asfáltico (CA) e (c) stone matrix asphalt (SMA).

Para ter um contato efetivo dos agregados, o índice de forma deve ser superior a 0,5. O DNIT exige que as misturas apresentem resistência à tração por compressão diametral de, no mínimo, 0,55 MPa. As camadas de CPA são utilizadas, com frequência, com espessura de 3 a 4 cm e ligantes modificados para preservar a integridade da mistura, reduzindo

os problemas de desagregação e aumentando a vida de serviço.

Na Europa, os revestimentos drenantes duram de 6 a 8 anos, devendo sofrer conservação periódica de limpeza para reduzir a colmatação e queda da capacidade permeável. Esses revestimentos também são utilizados como camada superficial de pavimentos

permeáveis, pavimentos que servem para armazenar água por tempo determinado e colaborar como reservatórios temporários de água, amortecendo os picos de enchente.

b) Stone matrix asphalt (SMA)

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 pétrea asfáltica, porém a denominação pela sigla original internacionaliza a terminologia e gera menos confusão de conceitos e especificações.

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 (70 a 80 % retidos na peneira nº 10). Em função desta particular graduação, forma-se elevado volume de vazios entre os agregados graúdos; estes vazios, por sua vez, são preenchidos por um mástique asfáltico, constituído pela mistura da fração areia, filler, ligante asfáltico e fibras. Portanto, são misturas que tendem a ser impermeáveis e com volume de vazios que varia de 4 a 6 % em pista.

A Figura 27.6 ilustra um corpo de prova de CA e outro de SMA, para comparação de graduações após usinagem. A Figura 27.7 mostra o aspecto final de uma camada de SMA sendo executada.



FIGURA 27.7 Stone matrix asphalt (SMA) em execução.

O SMA é uma mistura rica em ligante asfáltico em virtude de sua constituição granulométrica particular, com um consumo de ligante geralmente entre 6 e 7%. Com frequência, é aplicado em espessuras variando entre 1,5 e 7 cm, dependendo da faixa granulométrica. Originalmente, o SMA foi concebido para ser aplicado com apenas 2 cm de espessura para correção de afundamentos em trilhas de rodas. Atualmente, além de ser utilizado como camada de rolamento, tem sido usado como camada intermediária para pavimentos sujeitos a tráfego muito pesado, incluindo pistas de aeroportos. Em razão da graduação e da alta concentração de agregados graúdos, tem-se uma macrotextura superficialmente rugosa, formando pequenos “canais” entre os agregados graúdos, responsáveis por uma eficiente drenabilidade superficial e, em alguns casos, redução de ruído.



(a) SMA

(b) Concreto asfáltico

FIGURA 27.6 (a) Corpo de prova de SMA; (b) corpo de prova de concreto asfáltico.

27.4.2 Misturas Asfálticas a Frio

Moreira (2005) define pré-misturado a frio (PMF) como uma mistura de agregados com emulsão asfáltica de petróleo. Segundo Bernucci (2022), o PMF pode ser usado como revestimento de ruas e estradas de baixo volume de tráfego, como camada intermediária e em operações de conservação e manutenção.

Os aspectos funcional, estrutural e hidráulico do PMF variam em função do volume de vazios da mistura e de sua distribuição granulométrica, podendo ser classificados em aberto, semidenso e denso (Santana, 1993).

O PMF aberto é caracterizado por apresentar volume de vazios elevados (22 a 34 %) em função da pequena ou nenhuma quantidade de agregado miúdo e filer. O semidenso apresenta quantidade intermediária de agregado miúdo e pouco filer, resultando em uma mistura com volume de vazios entre 15 e 22 %. Por fim, o PMF denso apresenta distribuição granulométrica contínua, dando origem a uma mistura compactada com menor volume de vazios (9 a 15 %).

Para o PMF denso, o uso de emulsões de ruptura lenta pode resultar em resistências mecânicas maiores e mais adequadas para uso como revestimento de pavimentos. Além disso, pode-se fazer uso de emulsões modificadas por polímeros para atender características específicas de clima e de tráfego (Bernucci *et al.*, 2022).

Segundo a Associação Brasileira das Empresas Brasileiras de Asfaltos – ABEDA (2001), as vantagens técnicas do PMF referem-se à utilização de equipamento mais simples de usinagem e aplicação a frio, trabalhabilidade à temperatura ambiente, adesividade a agregados britados de diferentes tipos de rochas, possibilidade de estocagem, baixo consumo energético e reduzida emissão de gases tóxicos.

27.4.3 Misturas Asfálticas Mornas

As misturas asfálticas mornas, ou *warm mix asphalt* (WMA), de acordo com a Federal Highway Administration – FHWA (2008), são produzidas em temperaturas 20 a 30 °C menores que aquelas típicas de misturas asfálticas usinadas a quente.

Segundo Motta (2011), podem-se classificar as misturas asfálticas em função da temperatura utilizada em sua produção. Assim, tem-se quatro grupos distintos: misturas a quente, misturas a frio, misturas semimornas e as misturas mornas.

As misturas a quente são usinadas em temperaturas elevadas e normalmente superiores a 150 °C e as misturas a frio são fabricadas à temperatura ambiente

com emulsão asfáltica e sem aquecimento dos agregados. As misturas mornas e semimornas são produzidas em temperaturas intermediárias às das misturas a quente e a frio. A diferença entre as misturas mornas e semimornas é que, para essas últimas, a temperatura final após a usinagem é menor que 100 °C (FHWA, 2008).

Existem variadas técnicas de produção de misturas asfálticas mornas, que podem ser, basicamente, por alteração do processo de usinagem ou por incorporação de aditivos orgânicos (ceras) ou surfactantes. Uns visam à redução da viscosidade do ligante, porém nem sempre esse objetivo é alvo das misturas mornas. Esses aditivos podem ser introduzidos diretamente no ligante asfáltico ou durante o processo de mistura (Motta, 2011).

Independentemente da técnica adotada, em geral, procede-se à diminuição da temperatura dos agregados para que a usinagem ocorra em temperatura reduzida, tendo em vista que a mistura é, com frequência, composta por mais de 94 % de agregados pétreos. Adicionalmente, a redução da temperatura do ligante também se faz interessante tendo em vista a minimização do envelhecimento, principalmente durante o processo de usinagem.

A alteração do processo de usinagem refere-se à adoção de técnicas de espumejo de asfalto. Técnicas desse tipo caracterizam-se pela adição de pequena quantidade de água na mistura para a formação de uma espuma com o asfalto quente (Motta, 2011). Essas tecnologias baseiam-se no fato de que, à pressão atmosférica, quando certo volume de água se torna vapor, esse se expande. Então, quando a água é dispersa no asfalto quente e torna-se vapor resulta em uma expansão que corresponde a uma redução de viscosidade. A quantidade de expansão depende de alguns fatores, como a quantidade de água adicionada e a temperatura do ligante (FHWA, 2008). A introdução de água no processo pode ser feita por utilização de agregados úmidos ou ainda por incorporação de material hidrofílico como as zeólitas (Motta, 2011).

Os processos que utilizam aditivos orgânicos caracterizam-se pela adição desses produtos previamente ao ligante ou durante a usinagem com o objetivo de reduzir a viscosidade do ligante. O tipo de aditivo orgânico deve ser selecionado com cuidado em função da temperatura de seu ponto de amolecimento e da temperatura esperada em serviço com o propósito de se reduzir o risco de afundamentos em trilha de roda e de trincamento por baixas temperaturas (FHWA, 2008). A redução excessiva da viscosidade favorece a deformação permanente da

mistura e, por outro lado, a incorporação de grandes quantidades desse tipo de aditivo pode provocar forte enrijecimento da mistura, aumentando a propensão ao trincamento do revestimento (Motta, 2011).

As tecnologias que introduzem aditivos surfactantes baseiam-se na propriedade desse tipo de aditivo agir na interface agregado-ligante de modo a auxiliar no processo de recobrimento do agregado, podendo, ainda, atuar como melhorador de adesividade. Esse tipo de técnica é relativamente simples e pode ser viabilizada sem alteração na planta da usina (Motta, 2011).

A FHWA (2008) afirma que as misturas asfálticas mornas apresentam desempenho igual ou melhor que o de misturas asfálticas a quente, tanto em campo quanto em laboratório. No estudo de Al-Qadi *et al.* (2012), os valores de módulo dinâmico e de resistência à fratura de misturas asfálticas mornas do tipo SMA com adição de um aditivo surfactante foram equivalentes àqueles apresentados pelo SMA a quente. Em campo, o SMA com aditivo surfactante apresentou menores valores de módulo e se mostrou ligeiramente menos resistente ao afundamento em trilha de roda. No Brasil, as misturas mornas de trechos experimentais têm apresentado desempenho similar ao das técnicas a quente (Motta, 2011).

Quanto ao dano por umidade, este se mostra como principal fonte de preocupação, tendo em vista que a utilização de temperaturas menores poderia levar à secagem inadequada dos agregados, prejudicando a adesão ao ligante asfáltico (Mogawer; Austerman; Bahia, 2011). Contudo, Alavi *et al.* (2012) constataram, por meio de ensaios de *bitumen bond strength* (BBS) e de módulo dinâmico, que os aditivos para fabricação de misturas mornas aumentam a resistência ao dano por umidade, compensando qualquer efeito negativo decorrente da menor temperatura de usinagem utilizada.

Quanto aos métodos de dosagem, tem-se verificado que estes não necessitam ser alterados para as misturas mornas e que o teor de ligante de projeto deve ser mantido igual ao da mistura quente. Ressalta-se que o controle da temperatura e a magnitude de sua redução são essenciais para a qualidade final da mistura morna (Motta, 2011).

Os benefícios da utilização das misturas asfálticas mornas tangem aspectos ambientais, de condições de trabalho dos envolvidos no processo de usinagem e de construção de pavimentos asfálticos. Segundo a FHWA (2008), os benefícios ambientais são representados pela redução no consumo de energia e na consequente redução das emissões de CO₂.

Os trabalhadores envolvidos nos processos de usinagem da mistura asfáltica morna e de construção de revestimentos com esse tipo de mistura são expostos a temperaturas mais baixas e a emissões menores de fumos de asfalto que proporcionam um melhor ambiente de trabalho e podem resultar em aumento de produtividade (FHWA, 2008).

Quanto à construção com misturas asfálticas mornas, as vantagens estão relacionadas com a possibilidade de compactação em temperaturas menores e de se poder transportar a mistura por distâncias mais longas sem prejuízo da trabalhabilidade para a compactação adequada. Além disso, é possível liberar a camada compactada mais cedo ao tráfego.

27.4.4 Tratamentos Superficiais

Bernucci *et al.* (2022) definem tratamentos superficiais como aplicações, em pista, de ligantes asfálticos e agregados sem mistura prévia com posterior compactação que promove o recobrimento parcial e a adesão entre agregados e ligantes. As funções desse tipo de revestimento são formar uma camada de rolamento de pequena espessura com alta resistência ao desgaste e antiderrapante, impermeabilizar o pavimento e proporcionar um revestimento de alta flexibilidade que possa acompanhar as deformações relativamente grandes da infraestrutura.

Os tratamentos superficiais podem ser classificados quanto ao número de camadas sucessivas de ligantes e agregados em: tratamentos superficiais simples (TSS), tratamentos superficiais duplos (TSD) e tratamentos superficiais triplos (TST).

O TSS caracteriza-se pela aplicação única de ligante, o qual é recoberto em seguida por uma única camada de agregado. Nesse caso, tem-se a chamada penetração invertida, em que o ligante penetra no agregado de baixo para cima. A aplicação inicial do ligante deve ser feita com carro-tanque provido de barra espargidora, sobre a base imprimada, curada e isenta de material solto. Na sequência, espalha-se o agregado com caminhões basculantes adaptados com dispositivo distribuidor de agregado. Por fim, inicia-se a compactação do agregado sobre o ligante com rolo liso ou pneumático.

Nos tratamentos múltiplos, a primeira aplicação também é a do ligante que penetra de baixo para cima na primeira camada de agregado, enquanto a penetração das camadas seguintes de ligante é tanto invertida como direta.

Atualmente, dispõe-se no Brasil de equipamentos providos de barra distribuidora de agregados e de barra espargidora de emulsão em um mesmo veículo,

melhorando a qualidade dos tratamentos superficiais e a homogeneidade na aplicação. A espessura acabada dos tratamentos é da ordem de 5 a 25 mm (ABEDA, 2001; Bernucci *et al.*, 2022). Atualmente, têm-se empregado tratamentos superficiais com ligante asfáltico modificado por borracha de pneu em substituição à emulsão. Os agregados recebem um fraco “banho” de ligante asfáltico convencional para recobri-los, em usina, antes da aplicação em pista pela barra distribuidora. Em geral, são tratamentos duplos e têm tido grande aceitação, incluindo para tráfego médio a pesado (Linhares, 2021).

Segundo Bernucci *et al.* (2022), o termo penetração direta foi introduzido para melhor identificar os tratamentos superficiais, principalmente de acostamentos, executados com emulsões de baixa viscosidade, em que se faz necessário aplicar primeiro o agregado para evitar o escorrimento do ligante. Nesse caso, o agregado deve penetrar substancialmente na camada subjacente durante o processo de compactação de modo a se obter uma ancoragem que compense a falta de ligante por baixo do agregado.

O tratamento superficial convencional deve ser iniciado por uma aplicação de ligante quando não há agulhamento significativo da primeira camada de agregado. Para tamanho de agregado a partir 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 partículas e a inércia de cada uma delas contribuem significativamente para a estabilidade da camada (Bernucci *et al.*, 2022).

Independentemente do tipo de tratamento superficial, esses revestimentos não aumentam de maneira substancial a resistência estrutural do pavimento e não corrigem irregularidades da pista quando aplicados sobre superfícies que apresentem esses defeitos. As capas selantes, os tratamentos superficiais primários, a lama asfáltica e o macadame betuminoso também são considerados tratamentos superficiais.

27.5 MÉTODOS DE DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

Os métodos de dosagem de misturas asfálticas são procedimentos pelos quais determina-se, em laboratório, o teor de asfalto que melhor se adequa a determinada graduação de agregados. Esse teor de asfalto deverá resultar em uma mistura asfáltica que seja resistente à formação de trilhas de roda, à fadiga e à desagregação. Embora possa parecer simples, esse processo é um dos

mais complexos e pode definir sucesso ou insucesso de obras de pavimentação asfáltica.

A dosagem das misturas asfálticas consiste em saber qual é a proporção de cada um dos materiais que entrará na composição final da mistura usinada. Para as misturas usinadas a quente, existe o método Marshall, da década de 1940, utilizado até hoje no Brasil. Nos Estados Unidos e Canadá, no início da década de 1990, estabeleceu-se um programa de pesquisa denominado *Strategic Highway Research Program* (SHRP), que estudou profundamente o problema da dosagem das misturas asfálticas, com recursos de dezenas de milhões de dólares do governo, para garantir maior sucesso na pavimentação e que teve como um dos produtos a sistemática de dosagem do Superpave. Independentemente do método de dosagem, o volume de vazios ainda é o principal critério de avaliação para a dosagem das misturas e que procura reproduzir, em laboratório, a densificação alcançada em pista após 2 a 3 anos de operação (Peterson *et al.*, 2003).

O método de dosagem Marshall é um procedimento empírico derivado dos resultados do *Waterways Experiment Station* (WES) de 1948. O método é fundamentado na observação do desempenho de campo dos revestimentos asfálticos submetidos às solicitações de aeronaves daquela época, relacionando esse desempenho com os parâmetros volumétricos dos revestimentos asfálticos. No método Marshall, a compactação da mistura em laboratório ocorre por impacto de certo número de golpes de um soquete-padrão. Em função da simplicidade e do baixo custo dos equipamentos, o método se difundiu rapidamente pelo mundo, sendo o mais utilizado no Brasil ainda hoje (Robert; Mohammad; Wang, 2002; Leandro, 2016).

O método Marshall foi utilizado com sucesso até a década de 1980. Contudo, com o aumento do volume do tráfego e do peso dos veículos, muitos pavimentos norte-americanos começaram a apresentar problemas prematuros com afundamentos em trilha de roda. Na maioria dos casos, considerou-se que a densificação obtida na compactação Marshall não era mais representativa daquela de pista. Desse modo, a energia e a forma de compactação não representavam mais a situação que estava ocorrendo em campo, resultando em um excesso de ligante para o novo cenário.

Essa questão foi abordada no SHRP, que resultou no novo procedimento de dosagem Superpave. Nesse caso, a compactação da mistura ocorre em um compactador giratório por aplicação de certo número de giros em função do nível de tráfego.

A configuração do processo de compactação no Superpave tem a intenção de reproduzir, em laboratório, efeitos de compactação similares à compactação de campo: amassamento e cisalhamento. Esses efeitos de compactação resultam em uma distribuição e estrutura interna da mistura compactada semelhante àquelas que se encontram em pista.

De modo geral, para um mesmo nível de tráfego, o método de dosagem Superpave resulta em um menor teor de asfalto do que aquele obtido no método Marshall (Habib *et al.*, 1998; Marques, 2004; Watson; Brown; Moore, 2005; Asi, 2007; Leandro, 2016). O menor teor de asfalto de projeto é decorrente do maior esforço de compactação produzido na compactação giratória para uma mesma consideração de tráfego do método Marshall (pesado, médio ou leve). Entretanto, deve-se ter consciência de que, para determinado teor de projeto encontrado na dosagem Marshall, haverá uma energia equivalente no Superpave (Nascimento, 2008).

Leandro, em 2016, verificou que a energia necessária na compactação giratória (com moldes de 150 mm de diâmetro) para se obter o mesmo teor de projeto Marshall é cerca de 35 % menor do que aquela recomendada como número de giros de projeto. Dessa maneira, é importante que se tenha em mente que o projeto da mistura asfáltica deve ser elaborado em função das condições de tráfego, clima e dos esforços esperados na futura camada em que a mistura asfáltica será aplicada, ou seja, entender que o projeto da mistura asfáltica deve estar vinculado ao projeto estrutural do pavimento.

Segundo Leandro (2016), essa discussão é importante tendo em vista que, em uma situação de tráfego leve, clima frio e estrutura de pavimento flexível, em que o revestimento asfáltico esteja trabalhando na flexão, se terá pouca propensão ao afundamento em trilha de roda, justificando um maior teor de asfalto na mistura de modo a aumentar a sua durabilidade com relação aos efeitos da fadiga. Por outro lado, em condição de clima quente, tráfego pesado e intenso, em que a camada asfáltica esteja trabalhando apenas à compressão, a principal preocupação passaria a ser os efeitos de deformação permanente e, nesse caso, se justificaria a escolha de um menor teor de asfalto para o projeto da mistura. Por fim, fica evidente que dosar uma mistura asfáltica é mais complexo do que parece inicialmente e exigirá do engenheiro conhecimento das condições de contorno que envolvem a obra: materiais, comportamento mecânico da estrutura em função das características do tráfego e clima, a relação entre os projetos estrutural do pavimento e o projeto da mistura asfáltica.

27.6 USINAGEM E EXECUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Existem alguns tipos de usinas de asfalto a quente para produzir a mistura dos agregados, filer, ligante asfáltico e aditivos. A mistura asfáltica deve sair da usina pronta, seguindo o projeto de dosagem estabelecido em laboratório. Para esse fim, são admitidas variações controladas tanto da porcentagem dos materiais pétreos e fileres quanto do teor de ligante asfáltico.

As usinas são um conjunto de equipamentos que armazenam os diferentes materiais e produtos, em geral em silos, e promovem a secagem da parte pétreia em tambores secadores. Os ligantes são armazenados em tanques aquecidos, com agitadores internos em vários casos, e conectados a bombas que injetam por tubulações o ligante na mistura de agregados e fileres. As usinas promovem a mistura do ligante ora dentro do tambor secador, ora em misturadores externos ao tambor, de modo a homogeneizar as misturas de agregados, fileres e ligante, que é a situação mais apropriada. A mistura bem homogeneizada é depositada em pilhas dentro de caminhões basculantes, que são cobertos por lonas para seguirem viagem.

Já em pista, a mistura asfáltica é depositada pelos caminhões basculantes dentro de um equipamento chamado vibroacabadora, que homogeneiza a mistura e a distribui sobre a pista em espessura determinada, aplicando, em geral, uma vibração que já confere certa densificação. Há equipamentos, ainda raramente utilizados no Brasil, denominados Shuttle Buggy®, que recebem a mistura asfáltica dos caminhões, re-homogeneizando-a e distribuindo para a vibroacabadora, reduzindo problemas de segregação de massa, que resultam em texturas diferentes do revestimento asfáltico e mesmo de volume de vazios. A densificação ou compactação é realizada por rolos compactadores, que reduzem o volume de vazios e conferem maior resistência à mistura asfáltica como camada de pavimento.

Para o sucesso das obras de pavimentação asfáltica é fundamental que haja um controle rigoroso da temperatura dos materiais e da mistura em usina e em pista, associado ao controle tecnológico, envolvendo tanto a conferência dos materiais (gradação e teor de ligante da mistura asfáltica, retirada geralmente da vibroacabadora) quanto o estado da camada acabada e já resfriada. Com frequência, os corpos de prova da camada compactada são removidos com extratora, para determinação do grau de compactação e de algumas propriedades especificadas pelo projetista.

Em alguns casos, são estudadas as características de superfície dos revestimentos asfálticos tendo em vista o atrito pneu/pavimento em pistas molhadas e a condição de irregularidade longitudinal. Estas características são essenciais em pistas de pouso e decolagem de aeroportos e em vias e rodovias de tráfego intenso e rápido.

27.7 ENSAIOS MECÂNICOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Em 2003, iniciaram-se as discussões para o desenvolvimento de um novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos para o país. Em 2014, ocorreu a formalização dessa intenção por meio do Projeto DNIT TED 682/2014 (Franco; Motta, 2020), estabelecendo o convênio entre o DNIT e a UFRJ denominado “Execução de Estudos e Pesquisas para Elaboração de Método Mecanístico-Empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos”. O projeto envolveu trechos monitorados desse 2006 pela Rede Temática de Asfalto da Petrobras, ensaios de laboratório de carga repetida e a adaptação do Programa Sispav. Em 2018, foi lançada a primeira versão do novo método chamado MeDINA (Método de Dimensionamento Nacional).

O novo método manteve a determinação do número de solicitação do tráfego em termos de eixo-padrão do antigo método do DNER de 1981 e estabeleceu em 30 % de área trincada como critério de fadiga, variando o grau de confiabilidade em função do nível do tráfego. A análise da deformação permanente foi definida como um critério de dosagem da mistura asfáltica, estabelecendo uma diretriz a ser avaliada por meio do ensaio de carga repetida (*flow number*).

O novo método faz aplicação direta dos conceitos da mecânica dos pavimentos em que são exigidos os ensaios de módulo de resiliência para os materiais de todas as camadas do pavimento, ensaios de resistência à tração por compressão diametral e de fadiga das misturas asfálticas, além dos ensaios de deformação permanente para os materiais geotécnicos. A seguir, são apresentados os principais procedimentos dos ensaios necessários para a utilização do método MeDINA.

27.7.1 Ensaio de Módulo de Resiliência em Misturas Asfálticas

A norma DNIT ME 135/2018 estabelece o procedimento de ensaio de módulo de resiliência em misturas asfálticas, que é realizado com carga que resulte entre 5 e 25 % da resistência à tração por compressão

diametral. Os corpos de prova deverão apresentar $101,6 \text{ mm} \pm 3,8 \text{ mm}$ de diâmetro e altura entre 35 e 70 mm, sendo condicionados por 4 h à temperatura de 25°C . O ciclo de carga é de 1 Hz, sendo 0,1 s de aplicação e 0,9 s o tempo de repouso.

Existem duas etapas de ensaio: a primeira de condicionamento, e a segunda, de registro para a determinação do módulo de resiliência. Na etapa de condicionamento, são aplicados 50 ciclos de carga para que, na segunda fase, sejam aplicados mais 15 ciclos, registrando os sinais de carga e deslocamento. Em seguida, a carga inicial é aumentada em 5 %, aplicando-se mais 15 ciclos de carga. Por fim, a carga é aumentada em mais 5 % para mais 15 aplicações de carregamento. O módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson são calculados para cada um dos 15 ciclos de carga, considerando os últimos cinco ciclos de cada conjunto. Os resultados médios de cada conjunto de 15 ciclos devem ser comparados entre si e a diferença não deverá ser maior que 5 % com relação à média. O cálculo do resultado do módulo de resiliência é realizado pela utilização da Equação (27.13). Para o cálculo dos deslocamentos e do coeficiente de Poisson, a norma DNIT ME 135/2018 deverá ser consultada. Na Figura 27.8 é mostrado um desenho esquemático do sistema utilizado para a realização do ensaio.

$$MR = \frac{P}{\Delta H \times t} (0,2692 + 0,9976\mu) \quad (27.13)$$

em que:

MR = módulo de resiliência, em MPa;

p = carga, em N;

ΔH = deslocamento horizontal elástico, em mm;

t = espessura do corpo de prova, em mm;

μ = coeficiente de Poisson.

27.7.2 Ensaio de Fadiga em Misturas Asfálticas

A avaliação da fadiga de misturas asfálticas é realizada na mesma prensa e na mesma frequência de carregamento daquela do ensaio de módulo de resiliência a 25°C , atendendo às diretrizes da norma DNIT ME 183/2018. Os corpos de prova deverão apresentar dimensões de 100 mm de diâmetro e altura entre 40 e 70 mm, sendo que esses corpos de prova deverão ser moldados com teor de ligante, volume de vazios e energia de projeto. Para cada conjunto de três corpos de prova é aplicado um nível de tensão diferente, sendo necessários quatro níveis entre 5 e 40 % da resistência à tração por compressão diametral.

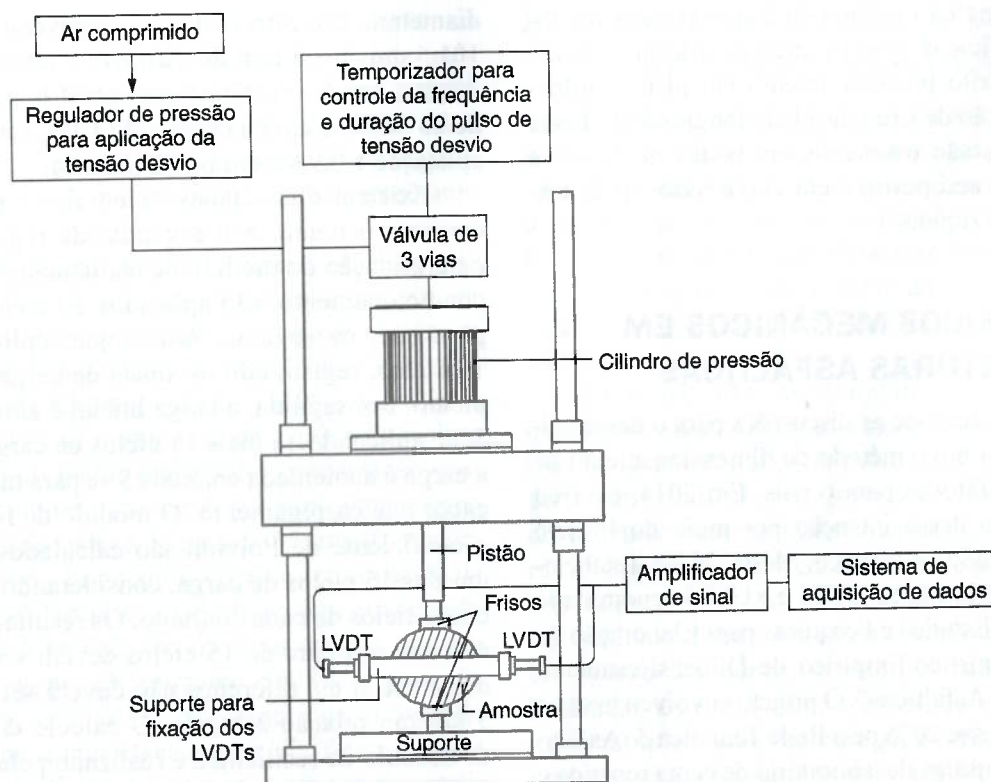


FIGURA 27.8 Desenho esquemático da máquina e da posição do corpo de prova para a realização do ensaio de módulo de resiliência.

O ensaio é feito à tensão controlada, sendo que, inicialmente, são aplicados 5 a 10 ciclos de carga para condicionamento. Em seguida, inicia-se a aquisição de dados para os demais golpes até 60 ciclos. Por fim, pausa-se o ensaio, retira-se a alça com o sensor e o ensaio é reiniciado até a ruptura do corpo de prova. Os modelos de vida de fadiga podem ser determinados por regressão numérica dos resultados experimentais do número de golpes necessários para a ruptura dos corpos de prova em função do nível de tensão de tração aplicado, da deformação de tração ou da diferença de tensões no centro da amostra. As Equações (27.14) a (27.16) são exemplos de modelos de vida em fadiga.

$$N = K_1 \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad (27.14)$$

$$N = K_2 \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{n_2} \quad (27.15)$$

$$N = K_3 \left(\frac{1}{\Delta_\sigma} \right)^{n_3} \quad (27.16)$$

em que:

N = número de ciclos para ruptura;

σ_t = tensão cíclica de tração;

Δ_σ = diferença de tensões no centro do corpo de prova;

ε_t = deformação de tração.

27.7.3 Ensaio Uniaxial de Carga Repetida para Determinação da Resistência à Deformação Permanente de Misturas Asfálticas

Os corpos de prova para o ensaio uniaxial de carga repetida deverão ser preparados de acordo com o procedimento do DNIT PRO 178/2018, resultando em altura de $150 \pm 2,5$ mm e diâmetro de 102 ± 2 mm com grau de compactação de $97 \pm 0,5$ %. O ensaio deverá seguir as diretrizes da norma do DNIT ME 184/2018, que estabelece, inicialmente, que o corpo de prova deverá ser submetido ao condicionamento à temperatura de $60 \pm 0,5$ °C por 3 horas. Após a fase de condicionamento, são instalados os sensores LVDT (*linear variable differential transformer*), centralizando o conjunto no atuador

da máquina de ensaio, sendo que as faces do topo e da base do corpo de prova devem ficar em contato direto com os pratos de carga. O ensaio é iniciado com uma primeira etapa de carregamento em que é aplicada uma carga de compressão de $1,2 \pm 0,5$ kPa por 60 segundos. Ao fim desse tempo, inicia-se a fase de carregamento cíclico, sendo que cada ciclo corresponde a 0,1 s de aplicação de carga para 0,9 s de repouso.

O ensaio é interrompido com a ocorrência da ruptura do corpo de prova ou ao final de 7200 ciclos. A ruptura é caracterizada pelo atingimento da zona terciária na curva de deformação vertical uniaxial. A zona terciária caracteriza o cisalhamento a volume constante da amostra em que a taxa de deformação plástica aumenta com o tempo. Define-se o número de ciclos em que se obtém o ponto em que a taxa de deformação é mínima como número de fluxo, ou *flow number* (FN). Na Figura 27.9 é mostrado um exemplo de curva obtida como resultado do ensaio uniaxial de carga repetida e na Figura 27.10, uma imagem do conjunto de ensaio. As Equações (27.17) e (27.18) podem ser utilizadas para o cálculo da deformação plástica específica e da taxa de deformação, respectivamente.

$$\varepsilon_{p_i} = \frac{\Delta L_{p_i}}{H_{r_i}} \quad (27.17)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_p}{\Delta N} = \frac{\varepsilon_{p_i} - \varepsilon_{p_{i-1}}}{N_i - N_{i-1}} \quad (27.18)$$

em que:

ε_{p_i} = deformação plástica vertical uniaxial;

ε_p = deformação plástica vertical uniaxial total;

ΔL_{p_i} = deslocamento plástico vertical uniaxial;

H_{r_i} = altura de referência da medida do deslocamento plástico vertical uniaxial;

N = número de ciclo.

27.7.4 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral em Misturas Asfálticas

A norma DNIT ME 136/2018 estabelece o procedimento para a realização do ensaio de resistência à tração por compressão diametral que utiliza corpos de prova moldados com altura entre 3,5 e 6,5 cm e diâmetro de $10 \pm 0,2$ cm, ou corpos de prova com altura de 5 a 10 cm e diâmetro de $15 \pm 0,2$ cm. A preparação dos corpos de prova deve ser aquela estabelecida nas normas DNER 043/95 ou DNIT PRO 178/2018. O resultado do ensaio é referência para a definição do carregamento que será utilizado nos ensaios de módulo de resiliência e fadiga.

Antes da realização do ensaio, os corpos de prova deverão ser condicionados à temperatura de $25 \pm 0,5$ °C por 4 horas. O corpo de prova é posicionado diametralmente no dispositivo de ensaio e este é ajustado entre os pratos de carga da máquina de carregamento, que poderá ser a mesma utilizada nos ensaios de módulo de resiliência e de fadiga. Aplica-se carregamento suficiente para manter a posição do corpo de prova. A carga de compressão do ensaio é aplicada

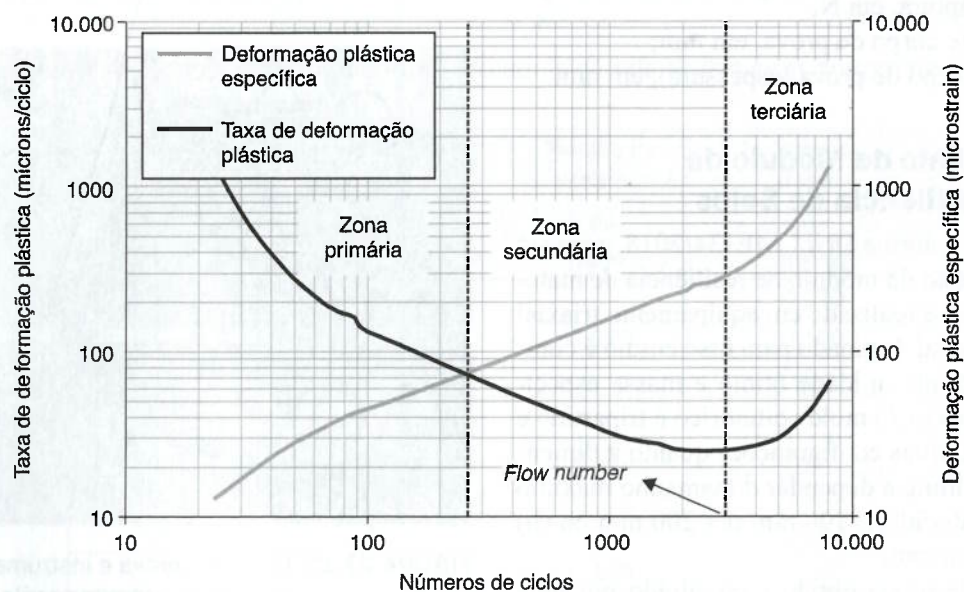


FIGURA 27.9 Exemplo de curvas resultantes do ensaio uniaxial de carga repetida para determinação do *flow number*.

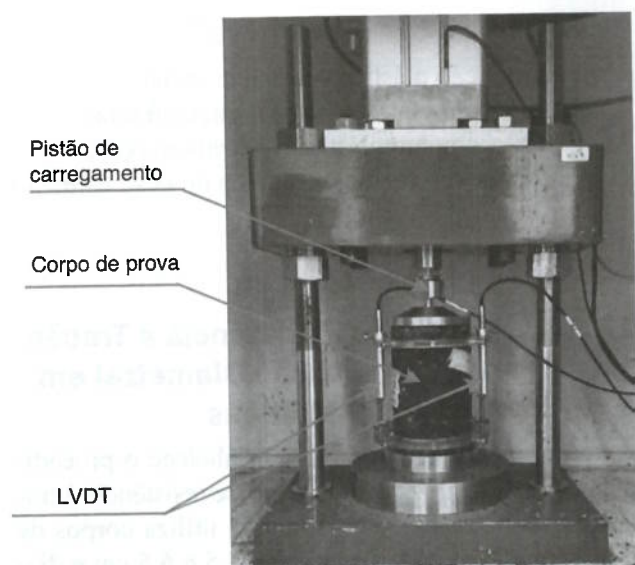


FIGURA 27.10 Imagem de um corpo de prova em uma máquina para realização de ensaio uniaxial de carga repetida. Fonte: adaptada de DNIT ME 184/2018.

progressivamente com velocidade de deslocamento de $0,8 \pm 0,1$ mm/s até a ocorrência da ruptura da amostra. A resistência à tração é calculada pela utilização da Equação (27.19).

$$\sigma_r = \frac{2F}{\pi DH} \quad (27.19)$$

em que:

σ_r = resistência à tração, em MPa;
 F = carga de ruptura, em N;
 D = diâmetro de corpo de prova, em mm;
 H = altura do corpo de prova (espessura), em mm.

27.7.5 Ensaio de Módulo de Resiliência de Solos

De acordo com a norma DNIT ME134/2018, o ensaio para determinação do módulo de resiliência de materiais geotécnicos é realizado em equipamento triaxial cíclico e o material destinado para esse ensaio é compactado no teor de umidade ótimo e massa específica seca de projeto. O molde cilíndrico é tripartido e pode apresentar duas configurações quanto à dimensão diâmetro-altura, a depender do tamanho máximo nominal do material: (i) 100 mm por 200 mm ou (ii) 150 mm por 300 mm.

O corpo de prova obtido é envolvido por uma membrana de borracha e colocado sobre uma pedra porosa com papel filtro. Os LVDT são presos ao

cabeçote superior e apoiados em hastes guia que se estendem até a base ou o terço médio da amostra. O ensaio é realizado na condição drenada e por aplicação de carga vertical cíclica com duração de ciclo de 1 s, sendo 0,1 s de aplicação de carga e 0,9 s de repouso. A tensão horizontal de confinamento é mantida constante durante todo o ensaio.

A primeira etapa do ensaio é referente ao condicionamento da amostra de modo a se eliminar as deformações permanentes por aplicação de 500 repetições de carga para cada um dos pares de tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) mostrados na Tabela 27.7. Nas Figuras 27.11 e 27.12 são apresentadas a instrumentação de um corpo de prova de solo e a realização do ensaio de módulo de resiliência em equipamento triaxial de carga repetida.

TABELA 27.7 Estado de tensões durante a etapa de condicionamento do corpo de prova no ensaio de módulo de resiliência

Tensão de confinamento σ_3 (MPa)	Tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) ⁽¹⁾ (MPa)	Relação entre tensões σ_1/σ_3 (MPa)
0,070	0,070	2
0,070	0,210	4
0,105	0,315	4

⁽¹⁾ σ_1 é a tensão vertical cíclica e σ_3 é a tensão horizontal constante.

Fonte: adaptada da norma DNIT ME134/2018.

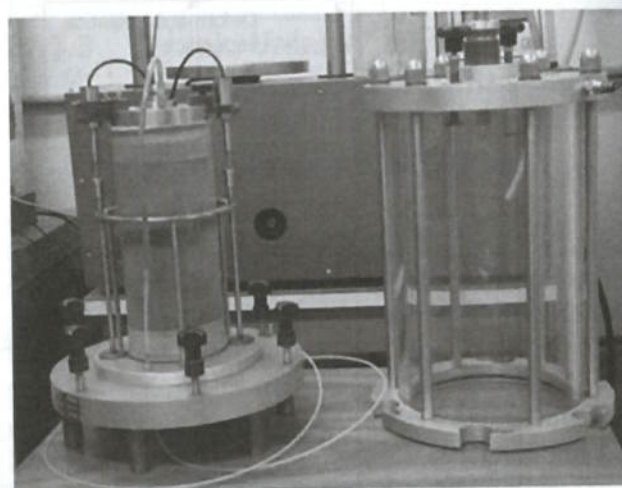


FIGURA 27.11 Corpo de prova e instrumentação para realização do ensaio de módulo de resiliência de um solo (Sanbonsuge, 2013).

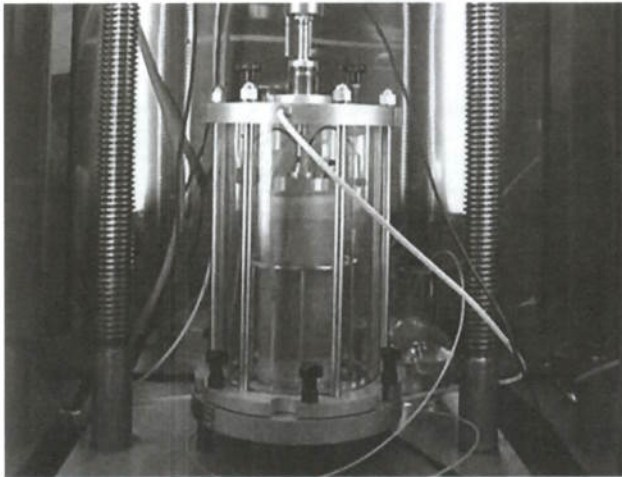


FIGURA 27.12 Corpo de prova de solo durante a realização do ensaio de módulo de resiliência (Sanbonsuge, 2013).

A segunda etapa do ensaio é destinada à determinação do módulo de resiliência por aplicação de 18 pares de tensão (Tab. 27.8). Para cada um desses pares, aplicam-se 10 ciclos de carga e se faz a aquisição de dados de pelo menos cinco repetições para o cálculo do módulo de resiliência, que será a média dessas cinco leituras. Desse modo, existirá um valor médio de módulo de resiliência para cada um dos pares de tensão e estes resultados poderão ser representados por meio de modelos matemáticos obtidos por regressão. Esses modelos podem ser apresentados em função da tensão de confinamento, da tensão desvio ou, ainda, considerando a influência desses dois tipos de tensão, como apresentado nas

Equações (27.20) a (27.22). As Equações (27.23) a (27.25) podem ser utilizadas para o cálculo da tensão desvio, da deformação resiliente específica e do módulo de resiliência, respectivamente.

$$Mr = K_1 \times \sigma_3^{K_2} \quad (27.20)$$

$$Mr = K_1 \times \sigma_d^{K_2} \quad (27.21)$$

$$Mr = K_1 \times \sigma_3^{K_2} \times \sigma_d^{K_3} \quad (27.22)$$

$$\sigma_d = \frac{P}{A} \quad (27.23)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\rho_r}{H_0} \quad (27.24)$$

$$Mr = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (27.25)$$

em que:

σ_d = tensão desvio;

σ_3 = tensão de confinamento;

P = carga vertical cíclica aplicada;

A = área do corpo de prova;

ε_r = deformação específica resiliente;

ρ_r = deslocamento resiliente ou recuperável;

H_0 = altura de referência do medidor de deslocamento (LVDT);

K_n = constante de regressão do modelo.

TABELA 27.8 Estado de tensões durante a etapa de aquisição de dados para determinação do módulo de resiliência

Tensão de confinamento σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	Relação entre tensões σ_1/σ_3 (MPa)	Tensão de confinamento σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	Relação entre tensões σ_1/σ_3 (MPa)
0,020	0,020	2	0,070	0,070	2
	0,040	3		0,140	3
	0,060	4		0,210	4
0,035	0,035	2	0,105	0,105	2
	0,070	3		0,210	3
	0,105	4		0,315	4
0,050	0,050	2	0,140	0,140	2
	0,100	3		0,280	3
	0,150	4		0,420	4

Fonte: adaptada da norma DNIT ME 134/2018.

27.7.6 Ensaio de Deformação Permanente de Solos

O ensaio de deformação permanente é realizado na condição drenada, em equipamento triaxial cíclico (mesmo do ensaio de módulo de resiliência para solos), com carga horizontal constante e vertical cíclica (DNIT IE 179/2018). Os corpos de prova devem ser preparados com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura no caso de solos (passante na peneira de abertura de malha de 4,8 mm), ou 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura no caso de solos pedregulhosos ou britas. A energia de compactação e as condições de umidade e massa específica seca devem ser aquelas especificadas em projeto.

O corpo de prova compactado é colocado sobre uma pedra porosa com papel filtro e envolto por uma membrana de borracha para ser posicionado na câmara triaxial onde são ajustados o cabeçote e os LVDT. A frequência de carregamento é de 2 Hz, podendo ser utilizada frequência de 1 até 5 Hz.

Na primeira etapa do ensaio, são aplicados 50 ciclos de carga com magnitude de 30 kPa, tanto para a tensão de confinamento como para a tensão desvio. O objetivo dessa etapa inicial é garantir o contato entre o pistão e o cabeçote, sendo que a deformação permanente obtida no fim desses 50 ciclos não deverá ser considerada deformação da amostra.

Em seguida, são aplicados 150.000 ciclos para cada um dos estados de tensão apresentados na Tabela 27.9. Para a determinação do modelo de deformação permanente, são necessários nove corpos de prova, um para cada par de tensão. O cálculo da deformação permanente acumulada é feito pela aplicação da Equação (27.26) e os modelos matemáticos têm a forma apresentada na Equação (27.27).

$$\varepsilon_p = \frac{\delta_p}{H_0} \quad (27.26)$$

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} N^{\psi_4} \quad (27.27)$$

em que:

ε_p = deformação específica permanente acumulada;

δ_p = deslocamento permanente acumulado;

H_0 = altura de referência do medidor de deslocamento (LVDT);

$\varepsilon_p (\%)$ = deformação permanente específica (ε_p^i);

σ_d = tensão desvio;

σ_3 = tensão de confinamento;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 = parâmetros de regressão do modelo.

O comportamento dos materiais geotécnicos quanto à deformação permanente pode ser caracterizado em quatro tipos diferentes, de acordo com a norma DNIT IE 179/2018. O comportamento de Tipo I caracteriza solos com acomodamento plástico, ou *shakedown*, que indica tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carga. Os materiais do Tipo II também apresentam acomodamento, ou *shakedown*, porém com elevado deslocamento permanente acumulado antes da ocorrência do acomodamento. Materiais com comportamento do Tipo III não apresentam acomodação, continuando a acumular deformação permanente com o número de ciclos. Por fim, no Tipo IV têm-se os materiais que apresentam colapso incremental, ou seja, ocorre ruptura a baixo número de repetições de ciclos de carga. Na Figura 27.13 são apresentadas as formas típicas das curvas de comportamento quanto à deformação permanente dos solos Tipo I ao Tipo IV.

TABELA 27.9 Estados de tensão para a determinação da deformação permanente de solos

Tensão de confinamento σ_3 (kPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	Tensão de confinamento σ_3 (kPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	Tensão de confinamento σ_3 (kPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)
40	40	80	80	120	120
	80		160		240
	120		240		360

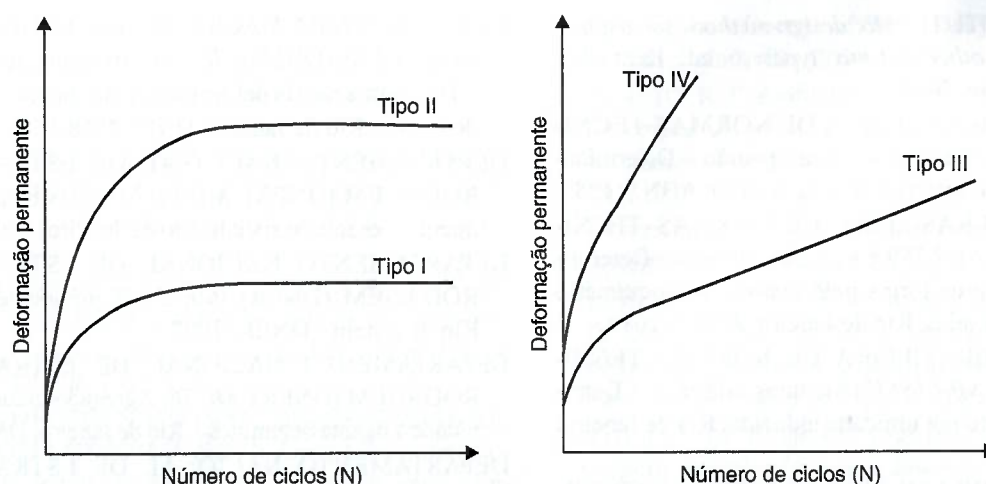


FIGURA 27.13 Desenho esquemático da forma das curvas de comportamento à deformação permanentes dos solos Tipos I a IV.

BIBLIOGRAFIA

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). *Resolução nº 19 (11 jul. 2005): Estabelece as especificações dos cimentos asfálticos de petróleo (CAP), comercializados pelos diversos agentes econômicos em todo o território nacional*. Brasília: ANP, 2005.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). *Resolução nº 30 (9 out. 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*. Brasília: ANP, 2007.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). *Resolução nº 32 (21 set. 2010): Estabelece as especificações dos cimentos asfálticos de petróleo modificados por polímeros elastoméricos comercializados pelos diversos agentes econômicos em todo o território nacional*. Brasília: ANP, 2010.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). *Resolução nº 36 (13 nov. 2012): Regulamenta as especificações das emulsões asfálticas para pavimentação e as emulsões asfálticas catiónicas modificadas por polímeros elastoméricos*. Brasília: ANP, 2012.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). *Resolução nº 39 (24 dez. 2008): Estabelece as especificações 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*. Brasília: ANP, 2008.

ALAVI, M. Z. A. *et al.* Evaluating adhesion properties and moisture damage susceptibility of warm-mix asphalts bitumen bond strength and dynamic modulus

ratio tests. *Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board*. Washington D. C., n. 2295, 2012, p. 44-53.

AL-QADI, I. L. *et al.* Short-term performance of plant-mixed warm stone mastic asphalt: laboratory testing and field evaluation. *Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board*. Washington D. C., n. 2306, 2012, p. 86-94.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *C 127: standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate*. USA: ASTM, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *D 1075: Standard test method for effect of water on compressive strength of compacted bituminous mixtures*. USA: ASTM, 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). *TP 81-10: Standard method of test for determining aggregate shape properties by means of digital image analysis*. Washington, D. C.: AASHTO, 2012.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). *TP 85-10: Standard method of test for specific gravity and absorption of coarse aggregate*. Washington, D. C.: AASHTO, 2010.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). *T 283-07: Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage*. Washington, D. C.: AASHTO, 2011.

ASI, I. M. *Performance evaluation of SUPERPAVE and Marshall asphalt mix designs to suite Jordan climatic and traffic conditions*. n. 21, 2007, p. 1732-1740.

- ASPHALT INSTITUTE. *Mix design methods for asphalt concrete and other hot-mix types*. 6. ed. Kentucky: Asphalt Institute, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 6954: Lastro padrão – Determinação da forma do material*. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 7809: Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaios*. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15617: Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NM 53: Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água*. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO (ABEDA). *Manual básico de emulsões asfálticas: solução para pavimentar sua cidade*. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001.
- BARDINI, V. S. S. *et al.* Influência do filer mineral no comportamento reológico de mástiques asfálticos. *Revista Transportes*. Rio de Janeiro, n. 4, v. 20, 2012, p. 19-26.
- BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. ANTT/TRANSBRASILIANA. Petrobras/Abeda, 2022.
- BIRGISSON, B.; RUTH, B. E. Development of tentative guidelines for the selection of aggregate gradations for hot-mix asphalt. In: WHITE, T. D.; JOHNSON, S. R.; YZENAS, J. J. (ed.). *Aggregate contribution to hot mix asphalt (HA4A) performance*. ASTM STP 1412, 2001, p. 110-127.
- CAMARGO, F. F. *Field and laboratory performance evaluation of a field-blended rubber asphalt*. 161f. 2016. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.
- CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. L. B.; SOARES, J. B. *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. ABEDA, 2015.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *Manual de pavimentação*. 3. ed. Rio de Janeiro: DNER, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Manual de Pavimentação*. (Publicação IPR 719) 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 35: Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ES 31: Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico*. Rio de Janeiro: DNER, 2004.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *IE 179: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – instrução de ensaio*. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 43: Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall*. Rio de Janeiro: DNER, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 54: Equivalente de areia*. Rio de Janeiro: DNER, 1997.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 78: Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 81: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 84: Agregado miúdo – determinação da densidade real*. Rio de Janeiro: DNER, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 86: Agregado – determinação do índice de forma*. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 135: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 136: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *PRO 178: Pavimentação asfáltica – Preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – Procedimento*. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 183: Pavimentação asfáltica – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 184: Pavimentação – Misturas asfálticas – Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 396: Cimento asfáltico modificado por polímero*. Rio de Janeiro: DNER, 1999.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 397: Agregados – determinação do índice de degradação Washington*. Rio de Janeiro: DNER, 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 398: Agregados – índice de degradação após compactação Proctor*. Rio de Janeiro: DNER, 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 399: Agregados – determinação da perda ao choque no aparelho Treton*. Rio de Janeiro: DNER, 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). *ME 401: Agregados – determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante e sem ligante*. Rio de Janeiro: DNER, 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNIT). *ME 424: Pavimentação asfáltica – Agregado – Determinação do índice de forma com crivos*. DNIT, 2020.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNIT). *ME 429: Agregados – Determinação da porcentagem de partículas achatadas e alongadas em agregados graúdos – Método de ensaio*. DNIT, 2020.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *ME 432: Agregados – Determinação das propriedades de forma por meio do Processamento Digital de Imagens (PDI) – Método de ensaio*. Brasília: DNIT, 2020.
- FAXINA, A. L. *Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo de óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha*. 308 f. 2006. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2006.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). *Investigation of aggregate shape effects on hot mix performance using an image analysis*. (UILU-ENG-2005-2003) Washington, D. C.: FHWA, 2005.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). *Warm-mix asphalt: European practice*. (FHWA-PL-08-007) Washington, D. C.: FHWA, 2008.
- FRANCO, F. A. C. R.; MOTTA, L. M. G. *Manual de utilização do programa MeDiNa: apresentação dos programas*. Convênio UFRJ/DNIT, 2020.
- HABIB, A. et al. Comparison of Superpave and Marshall Mixtures for Low-Volume Roads and Shoulders. *Transportation Research Record*. n. 1609, p. 45-50, 1998.
- HUANG, B.; CHEN, X.; SHU, X.; MASAD, E.; MAHMOUD, E. Effects of coarse aggregate angularity and asphalt binder on laboratory-measured permanent deformation properties of HMA. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 10, n. 1, p. 19-28, 2009.
- KIM, S. *Identification and assessment of the dominant aggregate size range (DASR) of asphalt mixture*. Dissertation (Doctor of Philosophy). University of Florida. Gainesville, 2006.
- LEANDRO, R. P. *Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação*. 2016. 287 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.
- LEANDRO, R. P.; SAVASINI, K. V.; BERNUCCI, L. L. B.; BRANCO, V. T. C. Influência das propriedades de forma da fração graúda do agregado no controle da deformação permanente de misturas asfálticas densas. *Revista Transportes*, v. 29, n. 2, 2021.
- LEITE, L. F. M. *Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros*. 1999. 266 f. Tese (Doutorado) – Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1999.
- LINHARES, G. R. *Redução de acidentes rodoviários por derrapagem com emprego de Tratamento Superficial Duplo com Asfalto Modificado por Borracha*. 2021. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2021.
- MARQUES, G. L. O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de misturas asfálticas; efeito da compactação por impacto e giratória*. 2004. 461 f. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- MOGAWER, W. S.; AUSTERMAN, A. J.; BAHIA, H. U. Evaluating the effect of warm-mix asphalt technologies on moisture characteristics of asphalt binders and mixtures. *Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board*. Washington D.C., n. 22095, 2011, p. 52-60.
- MONISMITH, C. L.; FINN, F. N.; VALLERGA, B. A. A comprehensive asphalt concrete mixture design system. In: GARTNER JR., W. (Ed.). *Asphalt concrete mix design: development of a more rational approaches*. ASTM STP 1041, 1989.
- MOREIRA, H. S. *Comportamento mecânico de misturas asfálticas a frio com diferentes teores de agregado fresco incorporado e diferentes modos de compactação*. 110 f. 2005. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Ceará, 2005.
- MORILHA JR., A. *Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas*. 165 f. 2004. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.
- MOTTA, R. S. *Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético*. 229 f. 2011. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

- NAIDU, G. P.; ADISESHU, S. Influence do coarse aggregate shape factors on bituminous mixtures. *International Journal of Engineering Research and Applications*, v. 1, 4, 2013, p. 2013-2024.
- NASCIMENTO, L. A. H. *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. 204 f. 2008. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). *A manual for design of hot mix asphalt with commentary*. (Report 673) Washington, D. C.: NCHRP, 2011.
- PAN, T.; TUTUMLUER, E.; CARPENTER, S. H. Effect of coarse aggregate morphology on permanent deformation behavior of hot mix asphalt. *Journal of Transportation Engineering*, v. 132, n. 7, p. 580-589, 2003.
- PETERSON, R. L.; MAHBOUB, K. C.; ANDERSON, R. M.; MASAD, E.; TASHMAN, L. Superpave laboratory compaction versus field compaction. *Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board*. Washington D. C., n. 1832, p. 201-208, 2003.
- ROBERTS, F. L. *et al. Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*. 2. ed. Lanham, Maryland: NAPA Research and Education Foundation, 1996.
- ROBERTS, F. L.; MOHAMMAD, L. N.; WANG, L. B. History of Hot Mix Asphalt Mixture Design in the United States. *Journal of Materials in Civil Engineering*. n. 4, v. 14, p. 279-293, 2002.
- SANBONSUGE, K. *Comportamento mecânico e desempenho em campo de base de solo-cimento*. 135f. 2013. Dissertação (Mestrado) – Poli/USP, São Paulo, 2013.
- SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP/Comissão de Asfalto, 1993.
- SCAFI, S. H. F. *Sistema de monitoramento em tempo real de destilações de petróleo e derivados empregando a espectroscopia no infravermelho próximo*. 196 f. 2005. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2005.
- STAKSTON, A. D.; BAHIA, H. U.; BUSHEK, J. J. Effect of fine aggregate angularity on compaction and shearing resistance of asphalt mixtures. *Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board*. Washington D. C., n. 1789, p. 14-24, 2003.
- STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (SHRP). *Level one mix design: materials selection, compaction, and conditioning*. (SHRP-A-408). Washington, D. C.: SHRP, 1994.
- SZKLO, A. S.; ULLER, V. C.; BONFÁ, M. H. P. *Fundamentos do refino de petróleo: tecnologia e economia*. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2012.
- VAVRIK, W. R.; PINE, W. J.; CARPENTER, S. H. Aggregate blending for asphalt mix design: bailey method. *Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board*. Washington D. C., n. 1789, p. 146-153, 2002.
- WATSON, D. E.; BROWN, E. R.; MOORE, J. Comparison of Superpave and Marshall Mix Performance in Alabama. *Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board*. Washington D. C., n. 1229, 2005, p. 133-140.