

**ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres**  
**RDT - Recurso de Desenvolvimento Tecnológico**

## **RELATÓRIO FINAL**

**APLICAÇÃO DO CONCEITO DE “*BALANCED MIX DESIGN*” NO PROJETO DE  
MISTURAS ASFÁLTICAS NOVAS E RECICLADAS A QUENTE.**

**Autopista Fernão Dias**

**30/01/2025**

## SUMÁRIO

<b>1. DESCRIÇÃO DO PROJETO.....</b>	<b>4</b>
1.1. Título .....	4
1.2. Resumo .....	4
1.3. Palavras-chave .....	5
1.4. Justificativa.....	5
1.5. Objetivos.....	9
1.5.1 Objetivo geral .....	9
1.5.2 Objetivo Específicos .....	9
1.6. Organização do trabalho .....	10
1.7. Período de execução .....	11
1.8. Cronograma de execução.....	11
1.9. Local de execução .....	12
1.10. Equipe executora .....	12
<b>2. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS.....</b>	<b>13</b>
<b>3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>13</b>
3.1. Dosagem Hveem.....	15
3.2. Dosagem Marshall.....	15
3.3. Dosagem LCPC .....	18
3.4. Dosagem Superpave .....	22
3.5. Balanced Mix Design (BMD).....	25
3.5.1 Abordagens de Projeto de Mistura Balanceado .....	27
3.5.2 Mecanismos de falha e ensaios de desempenho.....	33
3.5.3 Implementação do BMD nos Estados Unidos.....	38
3.5.4 Dosagem balanceada de misturas asfálticas recicladas e materiais alternativos.....	42
<b>4. AQUISIÇÃO DO COMPACTADOR GIRATÓRIO SUPERPAVE (CGS) .....</b>	<b>45</b>
<b>5. SELEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS .....</b>	<b>48</b>
5.1. Ligantes asfálticos .....	48

5.2.	Agregados .....	59
5.2.1	Coleta e caracterização física .....	59
5.2.2	Análise granulométrica e caracterização de forma por imagens .....	64
5.3.	Material fresado (RAP) .....	69
5.3.1	Homogeneização e redução de amostras .....	69
5.3.2	Densidade relativa máxima medida .....	69
5.3.3	Extração do ligante asfáltico .....	71
5.3.4	Curva granulométrica .....	73
<b>6.</b>	<b>COMPARAÇÃO DO SUPERPAVE 4 E SUPERPAVE 5 .....</b>	<b>73</b>
6.1.	Usinagem e compactação das misturas asfálticas .....	76
6.2.	Dosagem das misturas asfálticas .....	79
6.3.	Locking point .....	81
6.4.	Comportamento mecânico: ensaio de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT) .....	82
<b>7.</b>	<b>APLICAÇÃO DO BMD PARA MISTURAS ASFÁLTICAS SEM RAP .....</b>	<b>85</b>
7.1.	Matriz experimental .....	86
7.2.	Usinagem e preparação de corpos de prova .....	87
7.2.1	Usinagem em laboratório das misturas asfálticas .....	87
7.2.2	Compactação de corpos de prova cilíndricos .....	88
7.2.3	Placa para deformação permanente .....	90
7.3.	Resistência à deformação permanente .....	90
7.3.1	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT) 90	
7.3.2	Resistência à deformação permanente no simulador de tráfego LCPC .....	95
7.4.	Resistência ao trincamento .....	100
7.4.1	Ensaio de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT) .....	100
7.4.2	Ensaio de flexão em amostras semicirculares (Semi Circular Bend – SCB) .....	105
7.5.	Comparação dos resultados .....	110

7.6.	Variabilidade em misturas asfálticas de usina .....	114
<b>8.</b>	<b>APLICAÇÃO DO BMD PARA MISTURAS ASFÁLTICAS COM RAP .....</b>	<b>116</b>
8.1.	Matriz experimental.....	117
8.2.	Usinagem e preparação de corpos de prova .....	118
8.3.	Resistência à deformação permanente.....	119
8.3.1	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT) 119	
8.3.2	Resistência à deformação permanente no simulador de tráfego LCPC .....	123
8.4.	Resistência ao trincamento .....	125
8.4.1	Ensaio de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT) .....	125
8.4.2	Ensaio de flexão em vigota quatro pontos .....	128
8.5.	Comparação dos resultados .....	131
<b>9.</b>	<b>RELATÓRIOS.....</b>	<b>135</b>
<b>10.</b>	<b>CAPACITAÇÃO TÉCNICA DE PESSOAL.....</b>	<b>135</b>
<b>11.</b>	<b>CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E PRODUTOS GERADOS .....</b>	<b>136</b>
11.1.	Conclusões e considerações finais.....	136
11.2.	Produtos gerados.....	140
11.2.1	Metodologia para dosagem de misturas asfálticas novas recicladas com foco no desempenho.....	140
11.2.2	Proposta de norma para o uso do conceito de “Balanced Mix Design” para dosagem de misturas asfálticas .....	140
<b>12.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>140</b>
<b>13.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>148</b>

## **1. DESCRIÇÃO DO PROJETO**

### **1.1. Título**

Aplicação do conceito de “*Balanced Mix Design*” no projeto de misturas asfálticas novas e recicladas a quente.

### **1.2. Resumo**

O projeto “Aplicação do conceito de Balanced Mix Design (BMD) no projeto de misturas asfálticas novas e recicladas a quente” teve como objetivo estabelecer critérios para o projeto de misturas asfálticas, considerando o desempenho mecânico relacionado ao trincamento por fadiga e à deformação permanente. Foram avaliadas quatro misturas com materiais virgens e duas com material reciclado (RAP). A abordagem D foi utilizada, definindo teores de ligante com base em experiência prática, sem considerar parâmetros volumétricos. Para rotinas de concessionárias, recomenda-se a abordagem B, que parte de um teor de ligante obtido por volumetria e verifica o desempenho dentro de um intervalo de  $\pm 0,5\%$  de ligante asfáltico, permitindo o uso de parâmetros mecânicos do BMD como critério de aceitação. Foram realizados ensaios mecânicos, como resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT), afundamento em trilha de roda no simulador de tráfego LCPC, índice de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT) e flexão em amostra semicircular (SCB-IFIT). O ensaio de afundamento em trilha de roda mostrou boa repetibilidade, enquanto o SCB-IFIT apresentou alta variabilidade, não sendo recomendado para avaliação de desempenho. Já os ensaios HT-IDT e IDEAL-CT/IDT-CT foram considerados adequados para controle de qualidade devido à simplicidade e rapidez de execução. A variabilidade intrínseca do RAP dificultou a obtenção de resultados consistentes para misturas recicladas, sugerindo a necessidade de mais estudos com diferentes teores de RAP e agentes rejuvenescedores. A pesquisa destacou a importância de mão de obra especializada e padronização de procedimentos para reduzir variabilidades nos ensaios. Embora não tenham sido estabelecidos valores limites definitivos para os parâmetros de desempenho, o BMD representa um avanço ao integrar características volumétricas e mecânicas, visando misturas mais duráveis e eficientes. A adoção do BMD pode reduzir custos e frequência de manutenção, contribuindo para pavimentos mais seguros e sustentáveis. Um diagrama de dosagem balanceada e uma minuta de norma para a sua aplicação foram os produtos gerados a partir dos resultados da pesquisa. Recomenda-se ainda a criação de um banco de dados com resultados

de laboratório e campo para estabelecer correlações e fatores de correção, facilitando o controle tecnológico e a qualidade das misturas asfálticas.

### **1.3. Palavras-chave**

Dosagem Balanceada; Reciclagem; Desempenho; Fadiga; Deformação permanente.

### **1.4. Justificativa**

Quando o Programa *Strategic Highway Research Program* (SHRP) foi concluído há mais de 20 anos, o novo sistema Superpave de projeto de mistura asfáltica foi concebido para incluir três níveis com base no tráfego de projeto para o pavimento (SHRP). No entanto, os "ensaios de desempenho" nunca foram implementados, exceto em alguns projetos especiais, principalmente porque os testes não foram considerados práticos para o uso de rotina para os milhares de projetos de misturas realizadas todos os anos nos Estados Unidos. No Brasil, ainda se tem o uso em larga escala do método Marshall, sabendo-se que existem limitações do método no que diz respeito ao desempenho das misturas.

Em setembro de 2015, o Expert Task Group (ETG) da *Federal Highway Administration* (FHWA) em “Misturas e Construção” formou um grupo de trabalho sobre “*Balanced Mix Design*” (BMD) que definiu BMD como "projeto de misturas asfálticas usando testes de desempenho em amostras adequadamente condicionados que abordam vários modos de ruptura levando em consideração o envelhecimento da mistura, o tráfego, o clima e a localização dentro da estrutura do pavimento”. Em resumo, o BMD incorpora dois ou mais testes de desempenho, geralmente um teste de deformação permanente e um teste de trincamento por fadiga para avaliar o quanto a mistura resiste aos defeitos mais comuns nos pavimentos asfálticos (West et al., 2018).

Três abordagens relacionadas ao “*Balanced Mix Design*” vêm sendo estudadas e avaliadas:

- Dosagem volumétrica + verificação do desempenho
- Dosagem volumétrica modificada pelo desempenho
- Dosagem pelo desempenho

Alguns Departamentos de Transportes (*Department of Transportation*, DOT) americanos por vezes optam por não atender às exigências volumétricas da norma AASHTO M323 (2022). A Figura 1 ilustra, de forma resumida, as três abordagens.

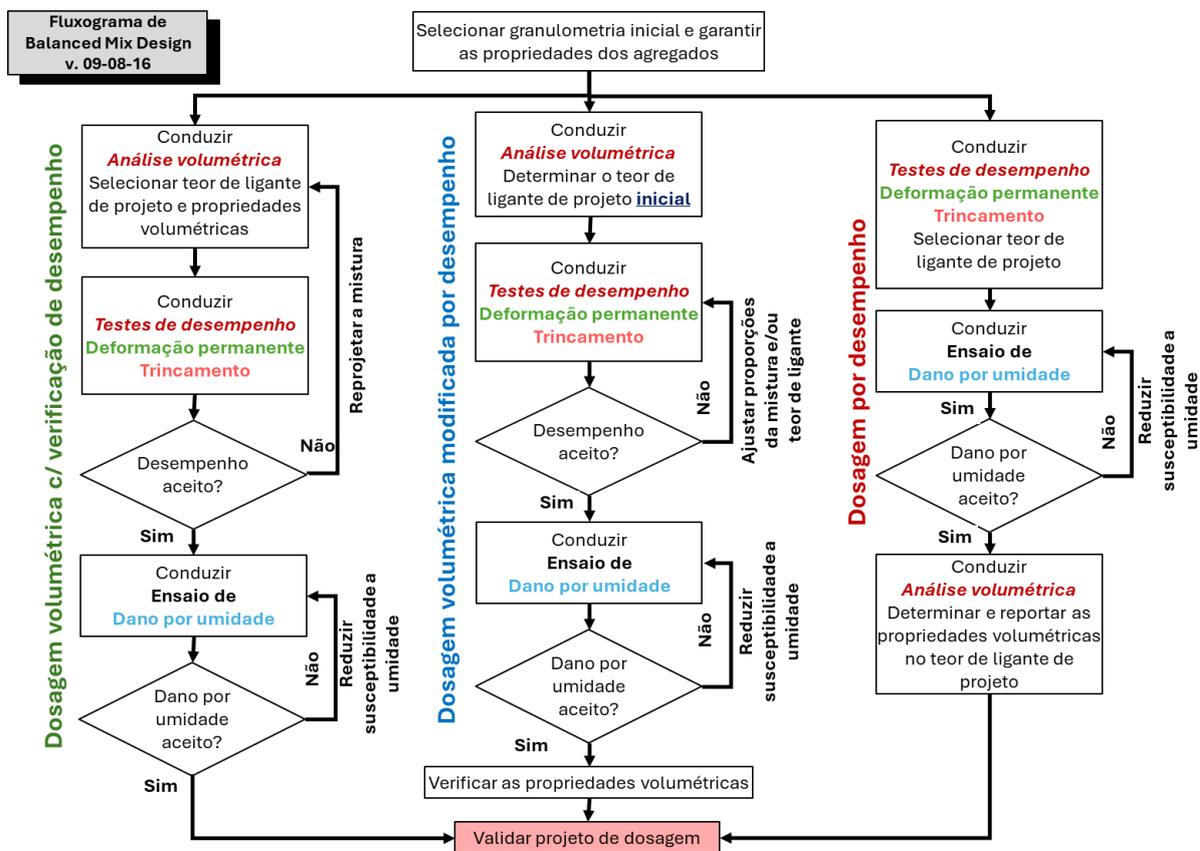


Figura 1 - Abordagens do BMD (FONTE: Adaptado de WEST et al., 2018)

Mesmo com relação à volumetria da mistura asfáltica, algumas mudanças já foram sugeridas com relação ao Superpave original (conhecido como Superpave4). O Superpave5 usa um volume de vazios de projeto de 5% em vez do requisito atual do Superpave de 4%. A fim de manter o mesmo conteúdo mínimo atual de asfalto, o VAM é aumentado em 1% dos valores atuais contidos no AASHTO M323 (2022). As especificações para propriedades agregadas permanecem as mesmas, mas a granulometria e o esforço de compactação de projeto ( $N_{design}$ ) precisam ser alterados (Hekmatfar et al., 2015).

A fase de pesquisa do Superpave5 determinou o quanto o número de giros no Compactador Giratório Superpave (CGS) na fase de projeto deve ser reduzido para permitir a compactação no local com 5% de vazios e para garantir que a resistência a deformação permanente não diminua. O resultado final quanto à deformação permanente do Superpave5 é que 50 giros para o projeto, compactados em 5% de vazios de ar no local darão resistência semelhante, ou ligeiramente superior, do que uma mistura de Superpave4 de 100 giros compactados em 7% de vazios de ar no local. A promessa do Superpave5 é de que misturas asfálticas que têm pelo menos a mesma quantidade de ligante asfáltico, são

compactadas com 5% de vazios em campo e têm pelo menos a mesma resistência a deformação permanente (Hekmatfar et al., 2015).

Alguns pontos, além dos já mencionados nos parágrafos acima, são importantes quando estamos tratando do projeto de misturas asfálticas, principalmente quando se tem em mente que o projeto da mistura feito em laboratório irá passar pelo controle de qualidade em campo. As misturas asfálticas avaliadas em laboratório podem levar semanas (ensaios mais longos são aceitáveis em muitos casos), porém o controle de qualidade de misturas produzidas em usina precisa ser completado em horas (ensaios eficientes e efetivos são necessários). Sabe-se que os materiais asfálticos passam por mudanças devido ao envelhecimento. No controle de qualidade, porém, apenas o envelhecimento de curto prazo é considerado. Durante o projeto da mistura, envelhecimentos de curto, médio e longo prazo são aceitáveis, havendo, porém, protocolos distintos para simular o que ocorre em campo.

Ao final, o que se deseja são misturas asfálticas que tenham um bom desempenho (os defeitos principais podem variar a depender do tráfego na rodovia e do clima da região) e que o controle tecnológico (ou de qualidade) do que foi executado possa ser verificado. Dessa forma, quando falamos de ensaios de desempenho para projeto de misturas asfálticas, alguns aspectos devem ser considerados: (i) principais defeitos (deformação permanente, trincamento por fadiga e dano por umidade); (ii) mesmos ensaios usados para avaliação de desempenho e controle de qualidade; (iii) efetividade (boa correlação com o desempenho em campo); (iv) simplicidade (fácil de executar); (v) eficiência (rápido de realizar).

O conceito de “*balanced mix design*” ainda é pouco abordado para misturas asfálticas recicladas a quente, com exceção de algumas agências de transporte americanas. O uso mais comum da mistura asfáltica fresada (*Reclaimed Asphalt Pavement*, RAP) em vários países, como o Brasil, é nas camadas geotécnicas da estrutura do pavimento, onde se provou ser um substituto válido para materiais virgens. O uso de RAP em misturas de camada de rolamento é mais limitado, uma vez que uma grande preocupação é que as misturas com alto teor de RAP podem não apresentar desempenho equivalente ao de misturas tradicionais. Para reduzir riscos de comprometer o desempenho, o uso de RAP tem comumente sido controlado por especificações que limitam a quantidade permitida de material reciclado nas misturas. No entanto, a capacidade de incluir maiores quantidades de RAP na mistura de superfície, mantendo um bom desempenho em campo, resultaria em economia potencial

de custos para as agências de transportes e concessionárias de rodovias, além de ganhos ambientais para a sociedade.

Uma das principais preocupações sobre o uso extensivo e com altas taxas de incorporação de RAP é o envelhecimento do ligante asfáltico do RAP, que torna a nova mistura altamente susceptível ao trincamento por fadiga e trincas térmicas (Mivehchi; Wen; Cantrell, 2022). Para reduzir o efeito do ligante envelhecido do RAP e permitir assim o uso do material de forma mais abrangente, e em maiores teores, a adição de agentes de reciclagem (AR) na mistura reciclada é uma estratégia aplicada, especialmente para maiores teores de RAP. Diversos são os tipos e origens de agentes de reciclagem já disponíveis no mercado e aplicados no processo de reciclagem de misturas asfálticas, podendo ser ligantes de menor consistência, que reduzem a viscosidade do ligante oxidado, ou rejuvenescedores que alteram as propriedades químicas e reológicas do material. Além disso, os agentes podem ser de origem vegetal, materiais betuminosos, coprodutos industriais, entre outros.

Quando consideramos uma mistura asfáltica com materiais reciclados os componentes que podem estar presentes (fibras, rejuvenescedores, RAP, etc) têm interação muito mais complexa que uma mistura apenas com material virgem e que podem até invalidar normas atualmente vigentes para controle e regulamentação de misturas asfálticas a quente. É extremamente importante, e tem sido desafiador, balancear os teores de cada componente, principalmente dos rejuvenescedores, para obter uma mistura reciclada com desempenho apropriado tanto para trincamento, quanto para deformação permanente. Não existe, ainda, um método de dosagem bem delineado para misturas contendo materiais reciclados e rejuvenescedores, e claramente é necessário atualizações nas metodologias de dosagem para que a nova mistura consiga refletir as especificações de classificação e desempenho usadas atualmente. Muitas frentes de pesquisa têm se dedicado em desenvolver uma nova forma de dosar misturas asfálticas recicladas a quente, associando as diversas propriedades de desempenho da mistura (“*balanced mix design*”), mas o grande desafio é o número de critérios e testes de desempenho usados para avaliar deformação permanente e trincamento em misturas asfálticas e a dificuldade em estabelecer apenas um desses critérios como parâmetro desejável para mistura já que o desempenho das misturas asfálticas depende de diversos fatores externos como tráfego, clima, estrutura do pavimento e as condições do pavimentos atual em suas camadas subjacentes (Zhou et al, 2011).

Outro ponto crítico quando se fala em misturas recicladas a quente e seus demais possíveis componentes, está no controle de qualidade e aceitação durante o processo de construção e produção

da mistura em campo. Mesmo considerando um projeto de mistura amplo que leve em consideração um balanceamento de mais de um critério de desempenho, se esse controle em campo não é feito de forma apropriada, o desempenho da mistura pode ser comprometido. Atualmente, esses controles são feitos com base no teor de ligante asfáltico, granulometria dos agregados e densidade após compactação da mistura. Essas são três importantes características de controle, mas se tratando de misturas recicladas e com diferentes componentes, tais controles podem não ser suficientes para caracterizar o comportamento da mistura frente ao trincamento ou deformação permanente, por exemplo.

A presente pesquisa, em linhas gerais, utilizou o conceito de “*balanced mix design*”, já em ampla discussão e implementação nos Estados Unidos, para uma melhor compreensão do comportamento das misturas, dando subsídio a uma formulação de dosagem balanceada e eficiente de misturas asfálticas à quente. Para tanto foram considerados diversos critérios de desempenho, com foco em trincamento e deformação permanente, para definir de forma eficiente o teor de cada componente da mistura com ou sem adição de RAP.

## **1.5. Objetivos**

### *1.5.1 Objetivo geral*

Essa pesquisa teve como objetivo geral estabelecer critérios para o projeto de misturas asfálticas novas e recicladas a quente baseado no conceito “*balanced mix design*”, avaliando potencial de trincamento por fadiga e deformação permanente das misturas asfálticas.

### *1.5.2 Objetivo Específicos*

Essa pesquisa teve como objetivos específicos:

- Estabelecimento de uma estrutura coerente para um Projeto de Mistura Balanceado (do inglês, “*Balanced Mix Design*”, BMD) que seja aplicável também ao controle de qualidade da obra;
- Dosagem por volumetria (considerações sobre o Superpave5);
- Avaliação de desempenho (definição dos ensaios de desempenho e critérios associados);
- Verificação de desempenho;
- Produção e controle de qualidade;
- Verificação da estrutura proposta acima para misturas asfálticas recicladas a quente;

## 1.6. Organização do trabalho

O trabalho foi dividido em 7 etapas elaboradas para organizar o fluxo de trabalho e atingir os objetivos estabelecidos.

A Etapa 1 – Revisão Bibliográfica levantou as informações relevantes das práticas, técnicas, materiais, ensaios e estudos realizados para aprimorar o conhecimento acerca do objetivo do trabalho, além de identificar as lacunas e dificuldades existentes sobre o tema. A revisão bibliográfica focou em métodos de dosagem e nos ensaios utilizados para “*Balanced Mix Design*” de misturas asfálticas com e sem uso de RAP.

A Etapa 2 – Aquisição do compactador giratório Superpave (CGS) consistiu na aquisição de um compactador giratório Superpave da marca Infratest Gmb utilizado em toda a pesquisa.

A Etapa 3 – Seleção e Caracterização de Materiais consistiu em visita à pedreiras, depósitos de material fresado e de produtor de ligante asfáltico para a seleção e coleta dos materiais da pesquisa. Essa etapa ainda incluiu a caracterização física dos materiais granulares e da caracterização reológica dos ligantes asfálticos utilizados.

A Etapa 4 – Comparação do Superpave 4 e Superpave 5 consistiu em comparar o teor de ligante de projeto obtido por meio de cada uma das metodologias de dosagem volumétrica. Foram realizados ensaios para avaliar a influência dos diferentes métodos no comportamento mecânico das misturas asfálticas.

A Etapa 5 – Aplicação do BMD para misturas asfálticas sem RAP consistiu em uma varredura de diferentes testes mecânicos em diferentes teores de ligante para a caracterização de deformação permanente e de resistência à fadiga de quatro diferentes misturas asfálticas: (i) agregado granítico + ligante CAP 30/45, (ii) agregado granítico + ligante AB8, (iii) agregado basáltico + ligante CAP 30/45, e (iv) agregado basáltico + ligante AB8. Foram realizados os ensaios de IDEAL-CT/IDT-CT, SCB-IFIT, HT-IDT e Simulador de tráfego LCPC, sendo os dois primeiros relacionados ao trincamento por fadiga e os dois últimos à deformação permanente.

A Etapa 6 – Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP consistiu em uma varredura de teores de ligantes, resultados de diferentes testes mecânicos, para a caracterização de deformação permanente e de resistência à fadiga de uma mistura asfáltica composta por agregado basáltico e CAP

AB8 com a incorporação de 20% de RAP. Foram realizados os ensaios de IDEAL-CT/IDT-CT, flexão em viga quatro pontos, HT-IDT e Simulador de tráfego LCPC, sendo os dois primeiros relacionados ao trincamento por fadiga e os dois últimos à deformação permanente.

A Etapa 7 – Relatórios, que consistiu na preparação de três documentos parciais, reportando o andamento da pesquisa, e o presente relatório final, contemplando todos os resultados obtidos e análises conduzidas.

A Etapa 8 – Capacitação Técnica de Pessoal consistiu na participação da equipe técnica em eventos científicos e no XIV Workshop RDT da ANTT em outubro de 2024 em Brasília.

### 1.7. Período de execução

O projeto teve duração de 24 meses, com a data de início em 11/01/2023 e data de conclusão em 10/01/2025.

### 1.8. Cronograma de execução

A pesquisa foi desenvolvida em 24 meses e as etapas foram distribuídas ao longo do tempo conforme os cronogramas físicos apresentados na Figura 2 e na Figura 3 para o ano 1 e para o ano 2 do projeto, respectivamente.

Item	Atividade	Período de execução											
		Meses											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Revisão bibliográfica	X	X	X	X	X	X			X			X
2	Aquisição do compactador Giratório Superpave (CGS)		X										
3	Seleção e caracterização de materiais	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4	Comparação do Superpave4 e Superpave5			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
5	Aplicação do BMD para misturas asfálticas sem RAP						X	X	X	X	X	X	X
6	Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP												
7	Relatório						X						X
8	Capacitação técnica de pessoal												X
9	Bolsas (Tabela CNPQ) - Apoio Escritório	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
10	Taxas (Recolhimentos Obrigatórios)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Figura 2 - Cronograma para o ano 1 da pesquisa

Item	Atividade	Período de execução											
		Meses											
		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	Revisão bibliográfica			X			X			X			
2	Aquisição do compactador Giratório Superpave (CGS)												
3	Seleção e caracterização de materiais	X	X	X	X	X	X						
4	Comparação do Superpave4 e Superpave5												
5	Aplicação do BMD para misturas asfálticas sem RAP	X	X	X	X	X							
6	Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP					X	X	X	X	X	X	X	
7	Relatório						X						X
8	Capacitação técnica de pessoal												X
9	Bolsas (Tabela CNPQ) - Apoio Escritório	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
10	Taxas (Recolhimentos Obrigatórios)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Figura 3 - Cronograma para o ano 2 da pesquisa

## 1.9. Local de execução

A pesquisa foi executada no laboratório do Centro de Desenvolvimento Tecnológico do Grupo ARTERIS – CDT – em conjunto com o Laboratório de Tecnologia de Pavimentação – LTP – da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EP-USP).

## 1.10. Equipe executora

A empresa que coordena os serviços é a ARTERIS, associada com:

- Laboratório de Tecnologia de Pavimentação – LTP – da Escola Politécnica da USP;

Coordenação:

- Coordenadora Geral pela EPUSP: Kamilla Vasconcelos Savasini – Engenheira Coordenadora - CPF nº 623.350.063-04, professora associada da EPUSP
- Acompanhamento técnico pela ARTERIS: Guilherme Rodrigues Linhares – Engenheiro Civil - CPF nº 436.688.558-11

Assessoramento técnico LTP:

- Kamilla Vasconcelos Savasini – Coordenadora – Bolsa: 01/04/2024 a 31/12/2024
- Laura N. Mazzoni – Bolsista de Pós-Doutorado – Bolsa: 01/09/2023 a 31/12/2024
- Gustavo do Santos Pinheiro – Bolsista de Doutorado – Bolsa: 01/06/2024 a 31/12/2024
- Ana Flávia Davanzo Lopes – Bolsista de Mestrado – Bolsa: 01/10/2023 a 31/12/2024
- Gustavo Gomes dos Santos – Bolsista de IC – Bolsa: 01/03/2023 a 31/12/2024
- Leonardo Bispo das Mercês – Bolsista de IC – Bolsa: 01/03/2023 a 31/07/2023

- Jennifer Simão Leandro Silva – Bolsista de IC – Bolsa: 01/03/2024 a 31/12/2024
- Gustavo Nunes de Oliveira – Bolsista de IC – Bolsa: 01/11/2023 a 31/03/2024
- Pablo Días Valdivia – Bolsista de IC – Bolsa: 01/03/2024 a 31/10/2024
- Dayane de Carvalho Mendes – Bolsista de IC – Bolsa: 01/07/2024 a 31/12/2024
- Victor Augusto Mendes Fiori – Bolsista de IC – Bolsa: 01/07/2024 a 31/12/2024
- Marcio Antonio Pizzonia Junior – Bolsista de IC – Bolsa: 01/07/2024 a 31/12/2024
- Erasmo Ferreira Alves - Laboratorista – 01/02/2024 a 31/12/2024
- Kevin Pereira Cesário – Laboratorista – 01/02/2024 a 31/07/2024
- Edson de Moura – Engenheiro
- Diomária Santos – Chefe de escritório

## **2. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS**

O desenvolvimento desse plano de pesquisa foi idealizado visando compreender aspectos referentes às diferentes abordagens de dosagem, mais especificamente o “*Balanced Mix Design*” para misturas asfálticas a quente com e sem a adição de material fresado, RAP. Os principais ensaios realizados estão definidos em especificações da *American Society for Testing and Materials (ASTM)*, *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* e do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), além de procedimentos desenvolvidos e utilizados por departamentos estaduais de transportes dos Estados Unidos, que já estão em fase de implementação do BMD na concepção de novos projetos de pavimentos com misturas asfálticas novas e recicladas.

## **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Segundo o Fórum Econômico Mundial, o movimento de pessoas e bens é uma necessidade fundamental de seres humanos e é fundamental para o desenvolvimento socioeconômico (Schwab, 2018). Nesse sentido, os pavimentos desempenham um papel fundamental na infraestrutura viária, proporcionando a base para a mobilidade e o transporte eficiente. Entre as principais economias mundiais, o Brasil é o país com a maior concentração de transporte de cargas e passageiros no meio rodoviário. O transporte rodoviário é o principal meio para escoar a produção e deslocar pessoas no país, sendo que, aproximadamente, 60% da produção do país é escoada por rodovias (EPL, 2022).

Dessa forma, é evidente que, no cenário brasileiro, a malha rodoviária é extremamente importante para a economia e desenvolvimento do país.

Entretanto, de acordo com a Pesquisa CNT de rodovias 2024, 68,8% da extensão total das rodovias avaliadas apresentaram algum tipo de defeito no pavimento, tendo sido avaliado como Boa, Regular, Ruim ou Péssimo. A falta de conservação do pavimento aumenta o custo operacional do transporte rodoviário de cargas em torno de 32,5%, pois reduz a durabilidade dos componentes veiculares e aumenta o tempo de viagem e o consumo de combustível devido às irregularidades do pavimento (CNT, 2024) e, conseqüentemente, aumentando as emissões veiculares.

Além do aumento do custo operacional, a presença de um pavimento deteriorado também se configura como uma das causadoras de acidentes, gerando um ambiente inseguro para os usuários (Arruda, 2016). A má condição da superfície de rolamento das rodovias, com deformações permanentes e panelas, pode levar à perda de estabilidade e da aderência entre o pneu e o pavimento e, conseqüentemente, à dificuldade em manter os veículos na trajetória desejada.

Segundo o ranking de competitividade global realizado pelo Fórum Econômico Mundial em 2018, em relação ao modal rodoviário, o Brasil encontra-se em 78º no quesito Infraestrutura Geral, 69º no índice de conectividade rodoviária, 116º no quesito Qualidade das Rodovias, dos 141 países avaliados (Schwab, 2018). Esses resultados demonstram que a malha rodoviária pavimentada necessita de investimentos que devem resultar em melhorias dos trechos avaliados e representam os grandes desafios que ainda devem ser enfrentados com o objetivo de qualificar a principal infraestrutura de transporte utilizada no Brasil.

Diante da significativa relevância do pavimento para o desenvolvimento socioeconômico, é imperativo que o revestimento não apresente defeitos em sua superfície que possam comprometer o conforto ao rolamento e a segurança do usuário. Para alcançar tal desempenho, é importante, entre outros fatores, estabelecer uma metodologia de dosagem da mistura asfáltica que resulte em um revestimento capaz de resistir aos esforços do tráfego e do clima durante a vida útil da camada, considerando os principais defeitos associados: (i) deformação permanente (afundamento de trilha de roda) devido à fluência e falta de estabilidade das misturas, (ii) trincamento por fadiga (trincamento da camada e redução do módulo de resiliência) e (iii) trincamento térmico (irrelevante no cenário brasileiro, pois ocorre somente em temperaturas negativas) (Bernucci et al., 2022).

Para enfrentar esses desafios, surge uma nova abordagem de dosagem de misturas asfálticas, o *Balanced Mix Design*, BMD. Esse método foi desenvolvido com o propósito de oferecer um processo estruturado e eficaz para determinar as proporções mais adequadas dos materiais constituintes da mistura asfáltica. O objetivo é atender aos requisitos específicos de desempenho, considerando durabilidade e resistência, garantindo que as misturas asfálticas possuam as características necessárias para suportar as solicitações de tráfego e clima às quais serão submetidas em sua vida útil. Assim, pavimentos mais duráveis, seguros e econômicos podem ser obtidos, reduzindo os custos de manutenção ao longo do tempo. A seguir são apresentadas algumas abordagens e estratégias de dosagem de misturas asfálticas adotadas historicamente no mundo.

### **3.1. Dosagem Hveem**

Até o início da década de 1990, os métodos de dosagem de misturas asfálticas Hveem e Marshall eram amplamente utilizados nos Estados Unidos. O método Hveem, desenvolvido na década de 1920, tem como objetivo principal determinar o teor de projeto de ligante com base na área superficial e absorção dos agregados. A estabilidade da mistura é medida usando um estabilômetro Hveem, que aplica uma carga crescente à amostra de asfalto compactada. Os vazios de ar não eram considerados no processo de dosagem Hveem até a década de 1990. No entanto, as misturas projetadas usando esse método eram secas e mais suscetíveis ao trincamento por fadiga (Harvey et al., 2014). O método é bastante antigo e não é mais utilizado.

### **3.2. Dosagem Marshall**

O método de dosagem Marshall, concebido por Bruce Marshall ainda é o método de dosagem mais utilizado no mundo (Huber, 2013). Esse procedimento ganhou destaque durante a II Guerra Mundial devido à sua praticidade e ao uso limitado de equipamentos. Originalmente concebido para definir a proporção de agregados e ligante capaz de resistir às cargas de roda e pressão dos pneus de aeronaves militares, o método tinha como foco principal evitar deformações permanentes excessivas, e manter um nível mínimo de estabilidade nas misturas asfálticas sujeitas a elevadas cargas de roda (Bernucci, et al., 2022). A eficácia demonstrada durante o período de guerra consolidou sua adoção global na engenharia de pavimentação.

Diversos parâmetros são levados em consideração para realizar a dosagem Marshall, incluindo o volume de vazios (VV), que corresponde à soma dos volumes dos espaços existentes entre os agregados revestidos. O volume de vazios no agregado mineral (VAM) representa o volume obtido ao remover todo o ligante sem alterar a distribuição dos agregados, e a proporção de ligante asfáltico dentro dos vazios deixados pelos agregados é conhecida como RBV (Bernucci et al., 2022).

Para atingir a quantidade ideal de ligante, é fundamental determinar as massas específicas reais dos componentes da mistura. Em seguida, procede-se à escolha da composição dos agregados de maneira a ajustá-los aos limites da faixa granulométrica estabelecida, o que implica na definição do percentual em peso de cada agregado para compor a mistura (Madureira, 2022).

Durante a seleção da composição dos agregados, o objetivo é enquadrá-los nos limites da faixa granulométrica especificada. Nesse contexto, determina-se o percentual em massa de cada agregado para a formação da mistura (Bernucci et al., 2022). Em seguida, ajusta-se o percentual em peso para cada agregado e redistribui-se a participação percentual de cada componente na mistura, levando em consideração os teores de ligante utilizados no ensaio Marshall do grupo de corpos de prova (Madureira, 2022).

São moldados 15 corpos de prova, sendo três para cada um dos cinco diferentes teores de asfalto. Cada corpo de prova pesa, aproximadamente, 1200 g e possui uma altura de  $63,5 \pm 1,3$  mm. O processo segue as diretrizes da norma DNER-ME 043/95, incluindo a mistura dos agregados com o ligante, a homogeneização da mistura e a preparação dos moldes padronizados para os corpos de prova.

De acordo com a experiência do projetista, o primeiro grupo de corpos de prova recebe um teor de asfalto (T, em %) sugerido para a granulometria selecionada. Os demais grupos têm teores de asfalto superiores ( $T + 0,5\%$  e  $T + 1,0\%$ ) e inferiores ( $T - 0,5\%$  e  $T - 1,0\%$ ). A moldagem dos corpos de prova segue a seguinte sequência: adição de asfalto aos agregados; homogeneização da mistura; distribuição da mistura solta no molde; compactação da mistura; extração do corpo de prova do molde; determinação das dimensões de cada corpo de prova (Bernucci et al., 2022).

A compactação é executada por meio de um equipamento específico, seja manual ou mecânico, que inclui um soquete padronizado pesando 4540 g. O processo de compactação se inicia com a queda do soquete a uma altura padrão de 45,72 cm. Para misturas densas projetadas para suportar alto volume de tráfego, a recomendação é de 75 golpes por face do corpo de prova, conforme as diretrizes da

norma DNER-ME 043/95. Quanto à frequência de aplicação dos golpes de compactação durante o processo de dosagem, a norma não fornece orientações específicas, porém, os golpes são aplicados sequencialmente.

Segundo Bernucci et al. (2022), recomenda-se realizar a desmoldagem dos corpos de prova após um período de 12 horas. Após a desmoldagem é fundamental obter a massa seca ( $M_s$ ), a massa submersa em água ( $M_{sub}$ ) e a massa com superfície saturada seca ( $M_{ss}$ ) dos corpos de prova para o cálculo da massa específica aparente. Após a determinação da massa específica máxima teórica, calcula-se também o volume de vazios, o volume de vazios nos agregados minerais, a relação betume vazios dos corpos de prova. Há ainda a determinação da estabilidade e fluência Marshall (DNIT 447/2024).

Após a conclusão dos ensaios, os parâmetros são plotados em função do teor de ligante para determinar o teor de projeto de ligante. A Figura 4 fornece um exemplo das curvas dos parâmetros determinados durante o processo de dosagem Marshall em função do teor de ligante. O teor de ligante de projeto é determinado, no geral, como o teor de ligante que leva ao volume de vazios de 4%, quando atendido os demais parâmetros.

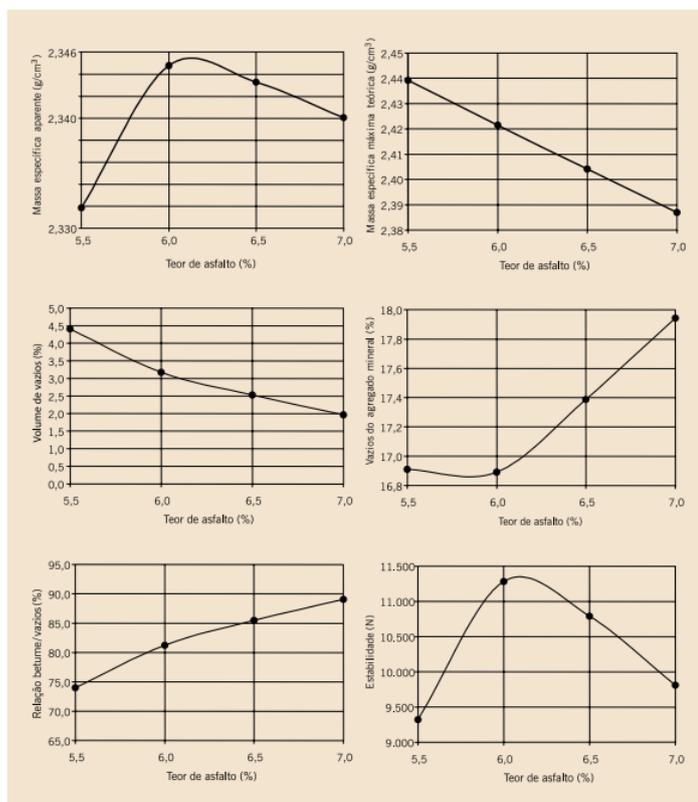


Figura 4 - Exemplo de uma dosagem Marshall (Fonte: Bernucci et al. 2022)

dosagem Marshall, conforme conduzida no país seguindo as orientações de normas antigas do DNER, ou atualmente DNIT, apresenta algumas deficiências conforme destacado por Bernucci et al. (2022). Por fim, é crucial destacar que, apesar da existência de normas ABNT e DNER/DNIT que padronizam o método Marshall, persiste uma dispersão significativa nos resultados. Diversos fatores contribuem para essa variabilidade, incluindo a forma de compactação dos corpos de prova, as características dos equipamentos utilizados e as condições operacionais do processo. Essa variabilidade de resultados é observada mesmo em condições idênticas de materiais (Vasconcelos, 2004).

### **3.3. Dosagem LCPC**

Na década de 1960, na França, marcada por um inverno fora do comum, tornou-se evidente a urgência de realizar ajustes nos métodos de dosagem das misturas asfálticas. Durante esse intervalo, observou-se uma significativa deterioração na infraestrutura viária devido às condições intensas de congelamento. Ficou perceptível que os pavimentos estavam subdimensionados para lidar com o aumento do tráfego de veículos comerciais mais pesados (Ferreira, 2006). Naquela época, o método Marshall destacava-se como o principal método para dosar misturas asfálticas. Contudo, frente a essas adversidades, observou-se que esse método apresentava limitações, especialmente em sua capacidade de se adaptar a condições adversas, seja de carregamento ou climático, bem como à variabilidade dos materiais constituintes da mistura (Brosseaud, 2002 *apud* Ferreira, 2006).

Assim, a necessidade de antecipar a trabalhabilidade e o desempenho mecânico das misturas asfálticas impulsionou o desenvolvimento de ensaios laboratoriais inovadores. Esses ensaios tornaram-se fundamentais para o projeto de misturas a quente e misturas mornas, abrangendo aspectos como resistência à deformação permanente para a camada de rolamento, rigidez e resistência ao trincamento por fadiga para as camadas de ligação. Desde 1970, foi promovido o desenvolvimento de uma variedade de novos ensaios, incluindo o compactador de cisalhamento giratório francês (PCG - *Presse à Cisaillement Giratoire*, ou Prensa de Compactação Giratória), o simulador de tráfego *Wheel-Tracking Test*, o módulo complexo e o ensaio de fadiga trapezoidal. Esses ensaios passaram a compor o método francês de misturas asfálticas baseado em desempenho (Bernucci et al., 2022).

No método francês, são avaliados cinco parâmetros e critérios: (i) volume de vazios, (ii) dano por umidade induzida, (iii) deformação permanente, (iv) módulo de rigidez, e (v) fadiga. Cada um deles

é avaliado por um ensaio específico e comparado aos valores estabelecidos pelas normas, conforme a classe de desempenho definida para a mistura asfáltica (Ferreira, 2006). O manual do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC, 2007) estabelece uma sequência de ensaios para a formulação de misturas asfálticas, divididos em 5 níveis de formulação: empíricos (níveis 0, 1 e 2) e fundamentais (níveis 3 e 4), conforme demonstra a Figura 5 (Leandro, 2016). Este processo completo abrange desde a caracterização dos materiais até a verificação do desempenho da mistura asfáltica, garantindo uma abordagem mecanística-empírica criteriosa em todas as etapas do projeto de dosagem.

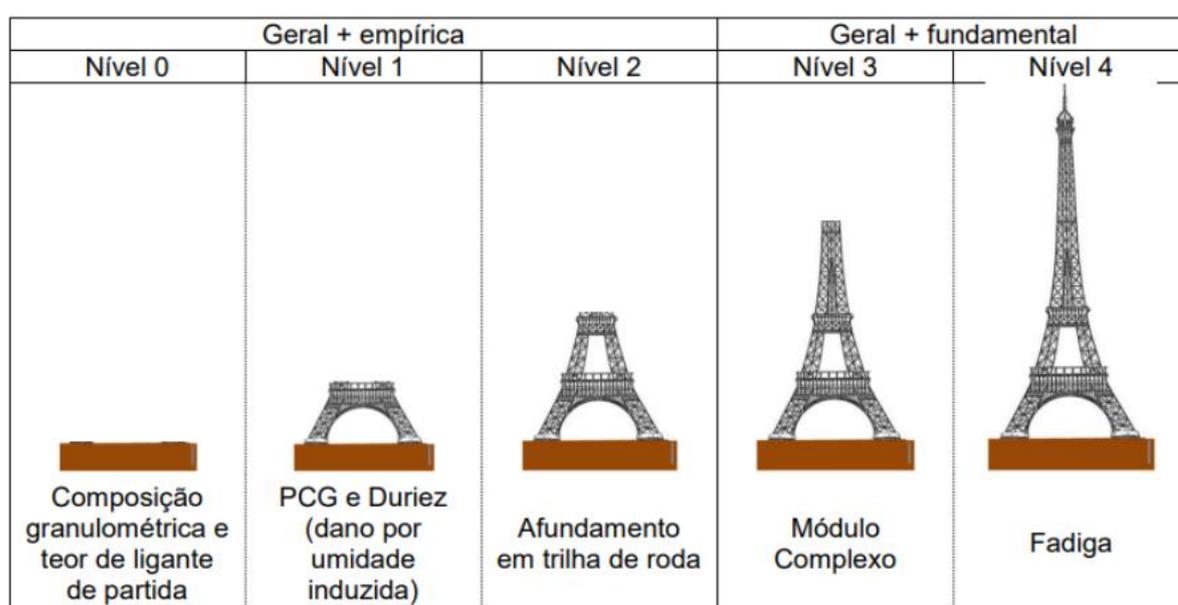


Figura 5 – Diferentes níveis de projeto de misturas asfálticas pelo método LCPC e ensaios correspondentes. (Fonte: Leandro, 2016)

Para que uma mistura asfáltica seja aprovada, ela passa por uma avaliação em cada um dos cinco níveis, começando do nível 0 até o nível 4. Antes de iniciar a dosagem da mistura asfáltica, é determinada a composição granulométrica e o teor de ligante inicial. Em seguida, realiza-se a caracterização destes materiais por meio de ensaios de laboratório (nível 0) (Ferreira, 2006). Esses parâmetros são cruciais para a formulação, destacando a importância do nível 0. Entender as propriedades dos agregados, do ligante e das adições é essencial não apenas para cumprir com os requisitos normativos, mas também para analisar de maneira abrangente o desempenho geral das misturas asfálticas.

Uma consideração relevante neste nível é a composição granulométrica, formada a partir de uma curva pré-estabelecida. Isso exclui a utilização de conceitos de faixa granulométrica, proporcionando

maior precisão na produção da mistura (Fagundes, 2020). Por fim, após a determinação do teor de ligante e a caracterização dos materiais no nível 0, inicia-se a fase de dosagem, subdividida nos quatro níveis restantes, composta por ensaios adotados de acordo com o tipo de mistura asfáltica a ser executada.

No nível 1, a avaliação da compactação da mistura ocorre por meio do ensaio na PCG, enquanto a resistência à ação da água é verificada pelo ensaio de Duriez. Essa etapa envolve a compactação dos corpos de prova na PCG para verificar se a porcentagem de vazios atende às especificações da mistura em estudo. Caso contrário, é crucial reavaliar a composição da mistura (Ferreira, 2006). Se o volume de vazios estiver de acordo com as especificações, é realizado o Ensaio Duriez.

O Ensaio Duriez visa determinar o dano causado pela água à adesão do agregado graúdo com o filme de mástique. Esse dano é quantificado pela relação  $r/R$ , que representa a resistência à compressão diametral de dois conjuntos de corpos de prova. Um grupo é constituído por corpos de prova rompidos após conservação em um ambiente com 50% de umidade relativa do ar e à temperatura de 18°C (R), enquanto o outro grupo é formado por corpos de prova rompidos após imersão em água a 18°C (r), ambos durante sete dias (Ferreira, 2006).

No nível 2, concentra-se na avaliação do fenômeno de deformação permanente nas misturas asfálticas, cuja análise se mostrou essencial mesmo em revestimentos delgados, conforme preconizado pela concepção francesa (Ferreira, 2006). A determinação do afundamento na trilha de roda é realizada em laboratório pelo Simulador de Tráfego - LCPC, operado a 60°C em placas retangulares compactadas por rolagem pneumática, com espessura de 5 ou 10 cm. As placas são submetidas ao tráfego de uma roda pneumática com frequência de aplicação de 1 Hz, carga de 5 kN e pressão de inflação do pneu de 0,6 MPa (LCPC, 2007). O ensaio encerra-se com a medição do afundamento aos 30.000 ciclos. A mistura é considerada apta para aplicação se não apresentar afundamentos superiores aos estabelecidos pelo projeto (Leandro, 2016).

Os níveis 3 e 4 focam na avaliação do módulo complexo e na fadiga, respectivamente, sendo de extrema importância. Eles possuem uma modelagem matemática definida e condições específicas de execução do ensaio. O objetivo é caracterizar a mistura com base nas condições de clima e tráfego (Fagundes, 2020).

No nível 3, os ensaios anteriores são combinados com o ensaio de módulo complexo. A rigidez das misturas asfálticas no método francês, é determinada por flexão alternada a dois pontos em modo

contínuo durante um tempo específico, com controle da amplitude de deslocamento do corpo de prova (Barra, 2009). As amostras necessárias são provenientes da serragem de placas moldadas na mesa compactadora, resultando em corpos de prova trapezoidais com dimensões de 380 mm de comprimento, 50 mm de altura e 63 mm de largura. As temperaturas de ensaio variam, geralmente, de -10°C a 30°C, com frequências de 1Hz a 30Hz. Os valores de módulo são calculados para cada ensaio e representados em gráficos log-log para cada temperatura em relação à frequência (Leandro, 2016).

Na esfera da viscoelasticidade linear, utilizando o princípio da equivalência frequência-temperatura, é possível criar a curva mestra do módulo complexo em função da frequência (Leandro, 2016). Os valores de módulo obtidos a 15°C e 10 Hz são diretamente aplicados nos modelos de dimensionamento de pavimentos do método francês, refletindo as condições de solicitação de tráfego e de clima na França (LCPC, 2007).

No nível 4, são conduzidos os ensaios de fadiga, seguindo o mesmo princípio do ensaio de módulo complexo. A temperatura e a frequência de aplicação de carga são fixadas em 10°C e 25Hz, respectivamente, em diferentes níveis de deformação máxima correspondentes às amplitudes dos deslocamentos aplicados nas amostras. O critério de ruptura e término do ensaio corresponde à metade da força registrada no instante inicial. Após o ensaio, é registrado o número de ciclos correspondente à ruptura da amostra (Leandro, 2016).

Em conclusão, o método francês de dosagem de misturas asfálticas baseado no desempenho apresenta uma abordagem abrangente e criteriosa, dividida em cinco níveis, para garantir a qualidade e durabilidade das misturas asfálticas. Suas vantagens incluem a capacidade de avaliar o desempenho sob diversas condições, empregando ensaios mecânicos e empíricos, e incorporando modelagem matemática avançada nos níveis 3 e 4. Além disso, Leandro (2016) destaca que corpos de prova compactados pela PCG apresentam volume de vazios mais próximos daqueles das placas moldadas por rolagem pneumática. No entanto, suas desvantagens envolvem complexidade, custo (equipamentos específicos e dedicados), tempo de execução e a necessidade de requisitos técnicos específicos. Apesar disso, o método representou um avanço notável na dosagem de misturas asfálticas, adequando-se a exigências de desempenho e durabilidade em projetos de infraestrutura.

### 3.4. Dosagem Superpave

O método de dosagem SUPERPAVE (*Superior Performance Asphalt Pavements*) foi introduzido em 1993 com a conclusão do programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*). Esse programa foi autorizado em 1987, pelo Congresso dos Estados Unidos e consistia em uma iniciativa de pesquisa de cinco anos destinada ao desenvolvimento de técnicas de avaliação para combater as condições deterioradas das rodovias norte-americanas. Sob a direção de um comitê formado por gestores das agências reguladoras, da indústria e da academia, o SHRP focou em quatro áreas principais: asfalto, concreto e estruturas, operações rodoviárias (manutenção e segurança em zonas de trabalho) e desempenho do pavimento (estudo de desempenho a longo prazo). Os Estados financiaram o programa contribuindo com 0,25% de seus fundos federais para rodovias. Após a pesquisa, a *Federal Highway Administration* (FHWA) coordenou a transferência dos mais de 100 produtos desenvolvidos e avaliados pelo SHRP para as agências estaduais e locais responsáveis pela construção e manutenção da rede rodoviária nacional.

A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e o *Transportation Research Board* (TRB) também dedicaram seus recursos ao sucesso da implementação dos resultados do SHRP. A equipe designada pela AASHTO para implementá-lo desempenhou um papel de catalisador, enquanto o Comitê TRB-SHRP supervisionou o avanço do programa (Halladay, 1998).

Dentre os produtos gerados pelo programa SHRP, está o método de dosagem de misturas asfálticas Superpave, que inovou especialmente com o método de compactação. O método de dosagem Marshall utiliza a compactação por impacto (golpes), que não é representativo do método de compactação em campo. Já na dosagem Superpave, a compactação é realizada por amassamento, simulando melhor a compactação de campo (Bernucci et al., 2022). De acordo com a FHWA, esse novo sistema não era apenas uma evolução do método Marshall, mas uma revolução, ao introduzir um novo método de compactação realizado por um compactador que utiliza número de giros de uma plataforma inclinada que densifica as misturas em laboratório, aliando requisitos de agregados e de ligante asfáltico, bem como o esforço compactador da mistura vinculado ao tráfego (*Office of Pavement Technology*, 2010).

Na sua concepção original, o método de dosagem Superpave deveria incluir testes de desempenho e modelos de previsão que atendessem às necessidades de otimização do projeto de mistura asfáltica

para as rodovias norte-americanas. Entretanto, o sistema era considerado difícil de ser implementado e não foi utilizado naquele momento. Dessa forma, o método de dosagem permaneceu como um método de dosagem volumétrico que consiste em quatro etapas básicas: 1) seleção de materiais; 2) projeto da estrutura de agregados (granulometria); 3) determinação do teor de ligante de projeto; e 4) verificação ao dano por umidade (Huber, 2013), conforme ilustrado na Figura 6.

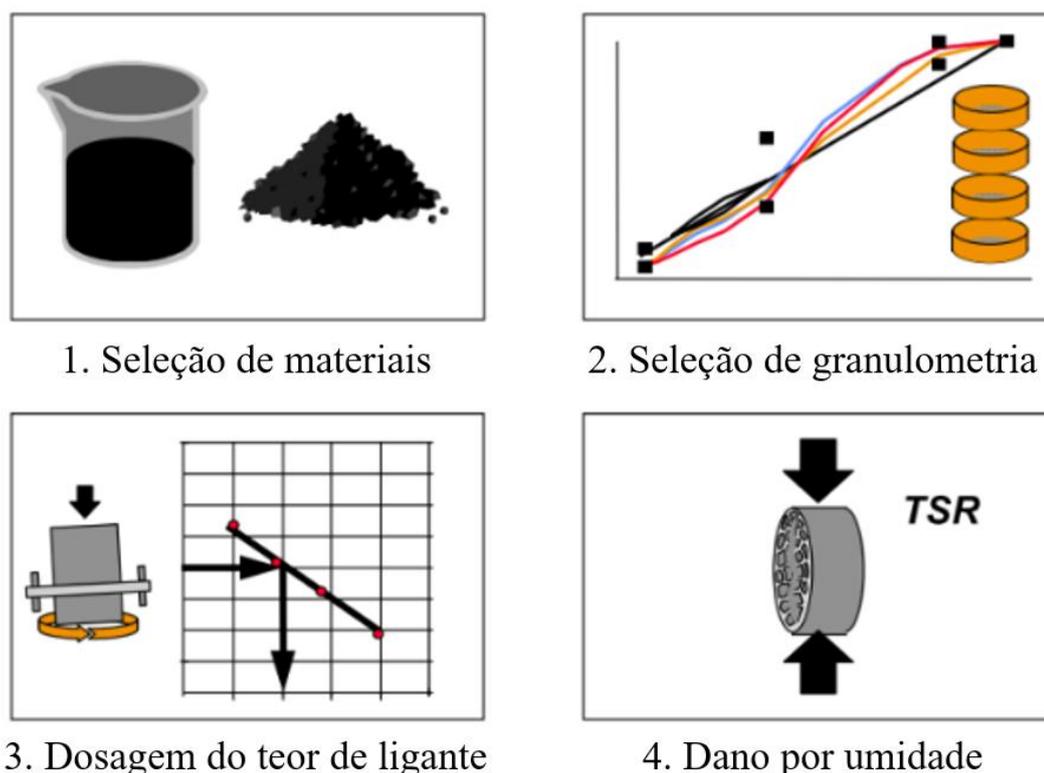


Figura 6 – Etapas da dosagem Superpave. (Fonte: Adaptado de Yan et al. 2022)

Além do método de compactação, a dosagem Superpave introduziu novos requisitos para os agregados, como conteúdo de vazios não compactados, porcentagem de partículas fraturadas e presença de partículas planas ou alongadas (*Office of Pavement Technology, 2010*). Além disso, incluiu-se também os conceitos de pontos de controle e zona de restrição (atualmente descontinuada) para a seleção da granulometria. As zonas de restrição inicialmente abordadas nos primeiros documentos e especificações do SHRP tinham o propósito de prevenir a criação de misturas de difícil compactação e suscetíveis a deformações permanentes, devido à elevada proporção de areia fina em relação à quantidade total de areia. Muitos estudos mostraram que quando se utiliza areia britada ou mesmo areias com angularidade elevada, essa zona de restrição não se aplica (Bernucci et al., 2022).

Sendo assim, o procedimento de dosagem Superpave, em sua etapa inicial, envolve a escolha de três composições granulométricas a partir dos materiais disponíveis. Em seguida, realiza-se a compactação de corpos de prova no CGS, utilizando um teor de ligante experimental para cada mistura (dois corpos de prova por mistura). A estimativa desse teor é baseada na massa específica efetiva dos agregados. Após a compactação dos corpos de prova no compactador giratório, com o número de giros determinado conforme o tráfego (Tabela 1), são obtidas as propriedades volumétricas ( $V_v$ ,  $VAM$  e  $RBV$ ) a partir dessas misturas experimentais. Além dos critérios volumétricos convencionais citados, é avaliada a relação pó/asfalto, que representa a proporção entre o conteúdo de material que passa pela peneira nº 200 e o teor de ligante. Este parâmetro deve situar-se dentro da faixa de 0,6 a 1,2, de acordo com a norma AASHTO R 35 (2022).

Tabela 1 – Esforço de compactação em função do tráfego

Tráfego para 20 anos (10 <sup>6</sup> ESALs)	Parâmetro de Compactação		
	$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$
< 0,3	6	50	75
0,3 – 3,0	7	75	115
3,0 – 30	8	100	160
> 30,0	9	125	205

A premissa principal do projeto de misturas Superpave é que a quantidade de ligante usada deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros de projeto. Caso isso não ocorra nessa mistura experimental, faz-se uma estimativa por meio de fórmulas empíricas para saber qual teor de ligante deve ser usado para atingir os 4% de vazios. Esse teor calculado será o teor de ligante estimado para cada mistura. O procedimento Superpave permite ao projetista escolher qual das misturas testadas, entre as três composições granulométricas, melhor atende às exigências volumétricas especificadas para o projeto. A etapa seguinte da metodologia Superpave consiste na seleção do teor de ligante asfáltico de projeto. Para isso são compactados corpos de prova no teor de ligante estimado, conforme descrito anteriormente e outros corpos de prova devem ser confeccionados considerando outros três teores de ligante, o teor estimado + 0,5%, teor estimado – 0,5% e teor estimado +1%. Os corpos de prova são novamente compactados no  $N_{projeto}$  e as propriedades volumétricas correspondentes obtidas. O teor final de projeto é aquele que corresponde a um  $VV = 4\%$  (Bernucci et al., 2022).

No Superpave, assume-se que a mistura é projetada para sua densidade máxima no campo, o que geralmente é alcançado após 2 a 3 anos de compactação de tráfego. Como consequência, o esforço

de compactação em laboratório ( $N_{projeto}$ ) foi escolhido para refletir tanto a compactação durante a construção quanto a compactação de tráfego. A Tabela 1 apresenta os números críticos de giros ( $N_{inicial}$ ,  $N_{projeto}$  e  $N_{máximo}$ ) para estradas com diferentes níveis de tráfego. A ideia de relacionar o esforço de compactação em laboratório ao volume de tráfego teve origem no projeto de mistura Marshall, onde o número de golpes do compactador Marshall foi associado ao volume de tráfego (White, 1985).

O método de dosagem Superpave se tornou o método de dosagem mais utilizado nos Estados Unidos e se mostrou eficaz na prevenção da deformação permanente. Entretanto, também produziu misturas mais rígidas e secas, sendo deficiente em minimizar problemas de durabilidade e de trincamento por fadiga. Por isso, pesquisadores vêm propondo diferentes modificações nos métodos de dosagem para melhorar os problemas de durabilidade dos pavimentos, como o Superpave 5 e o Balanced Mix Design (Marasteanu, 2022).

### 3.5. Balanced Mix Design (BMD)

Diante dos desafios relacionados à durabilidade e trincamentos em pavimentos asfálticos, acompanhados com a crescente conscientização das deficiências nos métodos de projeto de misturas asfálticas, a *Federal Highway Administration* (FHWA) formou um grupo de especialistas para desenvolver um novo método de dosagem de misturas asfálticas denominado *Balanced Mix Design* (BMD), procedimento este que acrescenta a etapa de verificação do desempenho ao processo de dosagem (West et al., 2018).

O conceito de BMD já havia sido discutido por pesquisadores no *Texas A&M Transportation Institute* (TTI) anos antes de sua criação, em 2005 (Zhou et al., 2005). Apesar disso, foi apenas com a formação do grupo instituído pela FHWA que o BMD foi efetivamente desenvolvido e difundido. Isso deve-se ao fato que a intenção original da dosagem Superpave era incorporar testes de desempenho, no entanto, devido à complexidade dos procedimentos que foram recomendados, os ensaios foram considerados impraticáveis e nunca foram implementados em nível nacional nos Estados Unidos (West et al., 2018).

O BMD é resultado do avanço de conhecimento e tecnológico e da constante necessidade de atualização e otimização na engenharia de transportes. À medida que o tráfego e as características dos veículos se alteram, o pavimento deve acompanhar essa mudança, sempre buscando otimizar e

aprimorar o ciclo da construção rodoviária. Dessa forma, foi possível observar a evolução dos métodos de dosagem de misturas asfálticas e, conseqüentemente, a melhora das condições de uso e operação das rodovias não só no Brasil como no mundo.

É crucial aprimorar o método de dosagem, introduzindo a verificação de desempenho no processo, pois as dosagens volumétricas tradicionais desconsideram tal etapa (West et al., 2018; Bernucci et al., 2022; Yan et al., 2022). O teor de projeto de ligante é estabelecido no processo de dosagem e, por influenciar significativamente o comportamento mecânico da mistura em relação à deformação permanente e ao trincamento por fadiga, é uma variável que deve ser considerada no estabelecimento das proporções de materiais da mistura. Entre as limitações da dosagem volumétrica, pode-se mencionar o fato de não conseguir avaliar a quantidade de ligante absorvido pelo agregado (volume efetivo de ligante) e não fornecer informações sobre o dano por umidade induzida (West et al., 2018).

O conceito de equilíbrio no BMD trata da ideia de garantir a estabilidade, associado à deformação permanente, e a durabilidade, associada ao trincamento por fadiga, na mistura asfáltica. A Figura 7 ilustra o conceito do balanceamento das propriedades mecânicas e seus defeitos associados com o teor de ligante das misturas asfálticas.

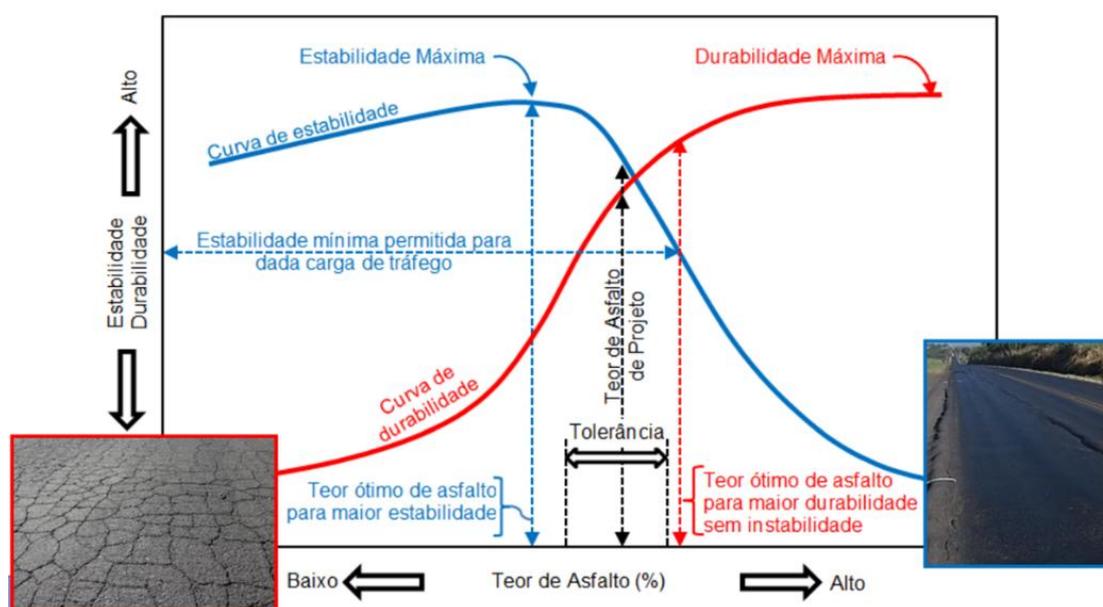


Figura 7 – Equilíbrio entre as propriedades mecânicas das misturas asfálticas. (Fonte: Adaptado de Monismith et al., 1989 apud Leandro, 2016)

O método de dosagem BMD consiste, basicamente, em verificar o desempenho de uma mistura asfáltica quanto à deformação permanente e ao trincamento por fadiga baseando-se em um dado teste

com um valor limite de aceitação da mistura. Caso a mistura asfáltica não atinja os critérios mínimos de desempenho, deve-se alterar o teor de ligante, ou a sua granulometria, até que ela seja aceita nos testes de desempenho. Há algumas abordagens que exigem que os parâmetros volumétricos como o volume de vazios e o VAM sejam atendidos, outras abordagens flexibilizam os parâmetros volumétricos. De forma geral, existem quatro principais abordagens para a implementação do BMD (West et al., 2018):

A abordagem de projeto de mistura balanceada ou *Balanced Mix Design* (BMD) considera testes de desempenho no processo de projeto de mistura para avaliação do teor ideal de ligante e/ou de outros componentes, e tem sido amplamente utilizada para misturas asfálticas, produzidas a quente ou a frio, considerando diferentes mecanismos causadores de defeitos (Diefenderfer e Bowers, 2019; Saidi *et al.*, 2019; Walubita e Scullion, 2009; Zhou e Hu, 2006). Sabe-se que defeitos e irregularidades nas camadas superficiais do revestimento asfáltico impactam diretamente os custos operacionais das concessionárias, do governo e dos usuários das rodovias. Por isso, de modo geral, aplicam-se os testes de desempenho relacionados ao trincamento por fadiga e afundamento em trilha de roda (ATR), principais defeitos observados em revestimentos asfálticos; no entanto, outros fatores, como suscetibilidade à umidade, resistência a trincas térmicas, rigidez e trabalhabilidade, podem ser considerados necessários no projeto da dosagem (Zaumanis *et al.*, 2018). A presente seção descreve, com base em artigos científicos e relatórios técnicos reportados nos últimos anos, o estado da prática e da arte quanto às diferentes abordagens e métodos de ensaio para o desenvolvimento de projetos de misturas balanceados.

### 3.5.1 Abordagens de Projeto de Mistura Balanceado

Há quatro abordagens alternativas para o Projeto de Mistura Balanceado descritas na (AASHTO PP 105, 2020). A **Abordagem A** (Figura 8) exige conformidade total com os requisitos volumétricos existentes e requisitos de desempenho adicionais e, portanto, é a abordagem mais conservadora e tem o menor potencial de alteração. A **Abordagem B** (Figura 9) exige conformidade total com os requisitos volumétricos existentes no teor ótimo de ligante inicial, mas permite alterações moderadas no teor do ligante asfáltico para otimização do desempenho com base nos resultados dos testes de desempenho da mistura. Embora a Abordagem B seja um pouco mais flexível do que a Abordagem A, ela ainda é considerada uma abordagem conservadora com potencial de alteração limitado. A

**Abordagem C** (Figura 10) permite que alguns dos requisitos volumétricos sejam relaxados ou eliminados, desde que os critérios de desempenho sejam atendidos. As modificações no projeto da mistura que podem ser usadas na otimização do desempenho não se limitam a alterações no teor de ligante asfáltico. Portanto, ela é menos conservadora do que as Abordagens A e B, e oferece um grau médio de potencial de alteração. Por fim, a **Abordagem D** (Figura 11) não exige propriedades volumétricas e se baseia exclusivamente nos resultados dos testes de desempenho da mistura para a otimização do projeto da mistura e, portanto, é considerada a abordagem menos conservadora com o mais alto grau de potencial de alteração. Cada uma das abordagens encontra-se descrita em maior detalhe a seguir.

- **Abordagem A:** Projeto volumétrico com verificação de desempenho

Essa abordagem começa com o método tradicional de projeto de mistura volumétrica (ou seja, Superpave, Marshall ou Hveem) para determinar um teor ótimo de ligante que atenda a todos os requisitos volumétricos existentes. Como alternativa, pode ser usado um projeto de mistura aprovado pela agência. O projeto da mistura no teor ótimo de ligante é então testado com os ensaios de fadiga e deformação permanente da mistura selecionada. Se o projeto da mistura for reprovado nos critérios de algum dos testes de desempenho empregados, o projeto da mistura é redefinido com diferentes materiais (por exemplo, agregados, ligantes asfálticos, materiais reciclados e aditivos) ou proporções até que todos os critérios volumétricos e de desempenho sejam atendidos.

Depois de passar nos testes de desempenho, o projeto da mistura é então avaliado com o teste de dano por umidade selecionado. Se o projeto for aprovado no critério do ensaio de dano por umidade, a composição da mistura final é definida e aceita para produção. Caso contrário, será necessário adicionar agentes melhoradores de adesividade, como aditivos líquidos, comumente conhecidos como “dope”, ou cal hidratada, e a mistura modificada será reavaliada com o mesmo teste de dano por umidade até que se obtenha um resultado aceitável. No caso do emprego de “dope”, aconselha-se repetir o teste de deformação permanente na mistura modificada com o aditivo, uma vez que o uso de teores excessivos pode amolecer o ligante asfáltico e aumentar o potencial de deformação permanente das misturas asfálticas. Além da adição de dope, a alteração do ligante asfáltico ou do tipo de agregado também pode melhorar o resultado do teste de dano por umidade. No entanto, essas

modificações não são preferíveis, porque exigiriam que a mistura fosse reprojetaada a fim de manter a conformidade com todos os critérios volumétricos e de desempenho.

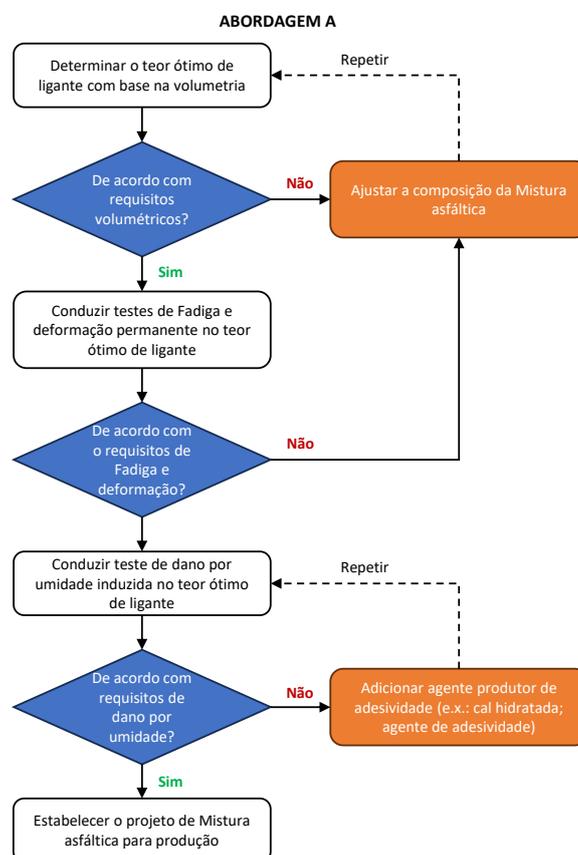


Figura 8 – Fluxograma da Abordagem A de dosagem balanceada

- **Abordagem B: Projeto volumétrico com otimização de desempenho**

Similar ao método A, a presente abordagem também conta com o método tradicional de projeto de mistura volumétrico (ou seja, Superpave, Marshall ou Hveem) para determinar um teor ótimo de ligante preliminar que atenda a todos os requisitos volumétricos. Em seguida, o projeto da mistura é testado com ensaios de desempenho, de deformação permanente e fadiga, no teor de ligante preliminar, além de dois ou mais teores adicionais de ligante em intervalos de 0,3% a 0,5%, que abrangem o teor de ligante definido como preliminar. Em seguida, um teor de ligante que satisfaça os critérios dos testes de desempenho é selecionado como o teor ótimo de ligante. Nos casos em que não houver um teor de ligante aceitável, todo o processo de projeto da mistura é repetido usando diferentes componentes ou proporções de mistura (por exemplo, agregados, ligante asfáltico,

materiais reciclados e aditivos) até que os critérios de desempenho sejam atendidos. Depois que o teor ótimo é definido, a mistura é avaliada com base no teste de dano por umidade selecionado. Se o projeto for aprovado no critério estabelecido no ensaio de dano por umidade, a fórmula da mistura de trabalho é estabelecida para produção. Caso contrário, será necessário adicionar agentes melhoradores de adesividade, conforme mencionado na Abordagem A, e reavaliar a mistura com o mesmo teste de dano por umidade até que o critério seja satisfeito. Testes de desempenho adicionais também podem ser realizados para fins de verificação.

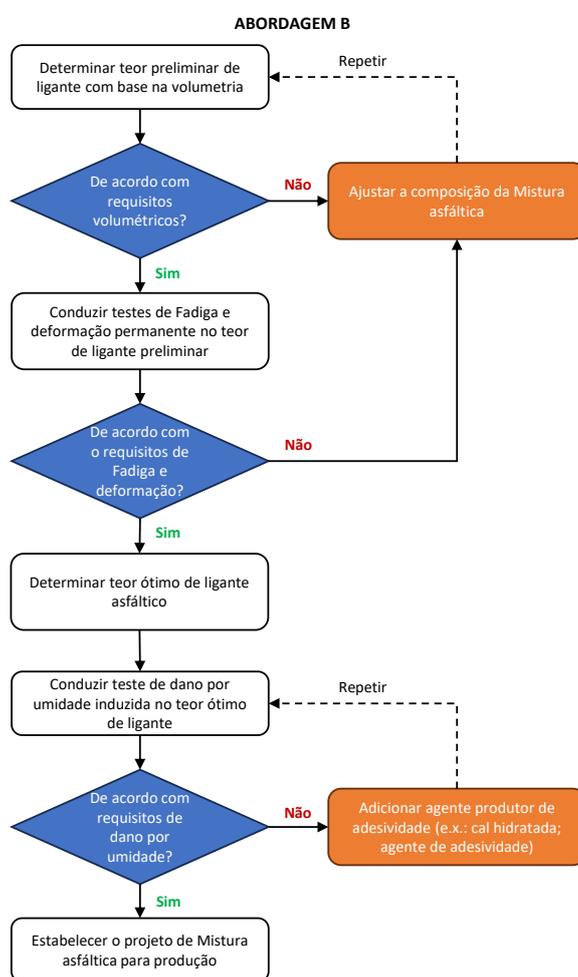


Figura 9 – Fluxograma da Abordagem B de dosagem balanceada

- Abordagem C: Projeto volumétrico modificado por desempenho

Essa abordagem começa com o método tradicional de projeto de mistura volumétrica (ou seja, Superpave, Marshall ou Hveem) para estabelecer uma curva granulométrica inicial e teor de ligante.

Em seguida, o projeto inicial é testado com os ensaios de desempenho selecionados. Os resultados dos testes são usados para ajustar o teor de ligante e proporções de outros componentes da mistura (por exemplo, agregados, materiais reciclados e aditivos) até que os critérios sejam atendidos. Em seguida, a mistura é avaliada com o ensaio de dano por umidade selecionado. Se o projeto for aprovado no critério de teste de umidade, as propriedades volumétricas são medidas e verificadas se estão em conformidade com os requisitos estabelecidos por norma e pela agência reguladora. Caso contrário, é necessário adicionar agentes melhoradores de adesividade, como “dope” ou cal hidratada, e a mistura é reavaliada usando o mesmo teste de dano por umidade até que o critério seja satisfeito. Testes adicionais de desempenho também podem ser realizados para fins de verificação de desempenho.

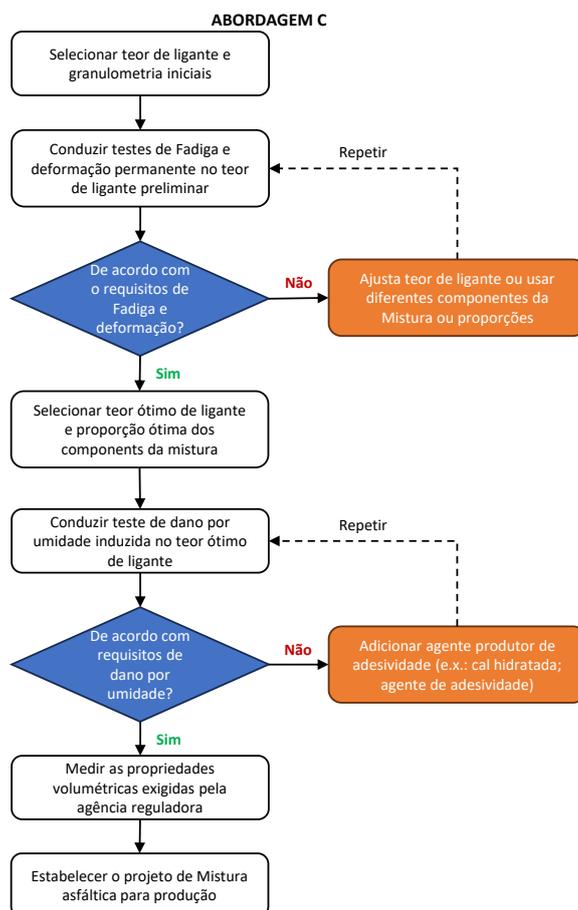


Figura 10 – Fluxograma da Abordagem C de dosagem balanceada

- Abordagem D: Projeto de desempenho

Essa abordagem começa com a seleção de uma curva granulométrica inicial dos agregados, do teor de material fresado, ou outro agregado alternativo, e classe de ligante virgem. Em seguida, o projeto inicial da mistura é testado com os testes de desempenho selecionados em três ou mais teores de ligante em intervalos de 0,3% a 0,5%. Um teor de ligante (não necessariamente o mais baixo) que satisfaça os critérios de desempenho é selecionado como teor ótimo de ligante. Nos casos em que não existe um teor de ligante aceitável, o projeto inicial da mistura precisa ser ajustado até que os critérios de ensaio estabelecidos sejam atendidos. Em seguida, o projeto da mistura é avaliado com o ensaio de dano por umidade selecionado. Se o projeto for aprovado nesse critério, o projeto de mistura asfáltica é definido. Caso contrário, é necessário adicionar agentes melhoradores de adesividade, como “dope” ou cal hidratada, e a mistura modificada é reavaliada com o mesmo teste de dano por umidade até que o critério seja satisfeito. Testes adicionais de desempenho também podem ser realizados na mistura final para fins de verificação.

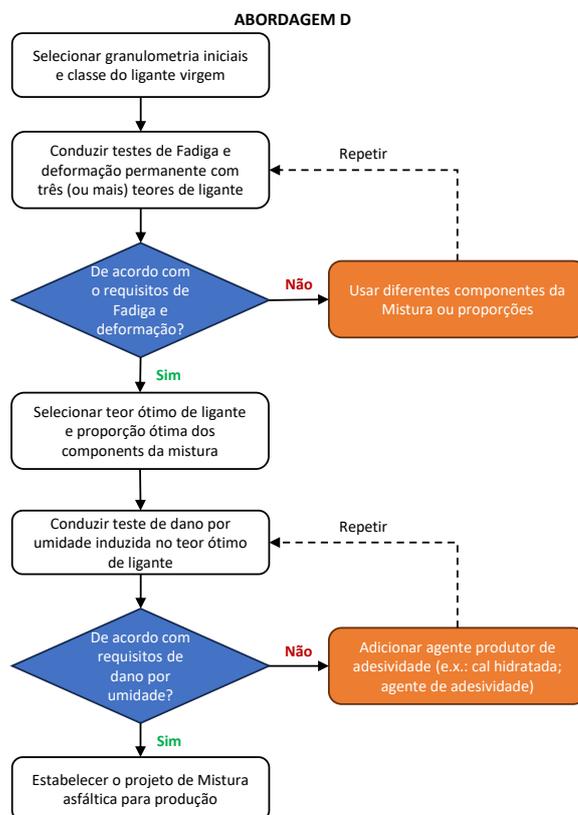


Figura 11 – Fluxograma da Abordagem D de dosagem balanceada

### 3.5.2 Mecanismos de falha e ensaios de desempenho

Encontrar a maneira mais econômica de combinar os materiais disponíveis a fim de atender às especificações vigentes é o principal objetivo do projeto de uma mistura asfáltica. Como parte de pavimentos flexíveis ou semirrígidos, as misturas asfálticas podem sofrer com uma variedade de falhas e irregularidades, das quais podem ser graves o suficiente para causar a degradação progressiva da qualidade do revestimento, da integridade estrutural pavimento e da segurança dos motoristas (West *et al.*, 2018). Nessa subseção serão descritos alguns desses mecanismos, bem como os ensaios de laboratório utilizados para verificar a susceptibilidade das misturas asfálticas frente a esses defeitos.

- Deformação permanente

A consolidação e deformação plástica induzida pelo tráfego e o fluxo de cisalhamento de uma camada de mistura asfáltica resultam em deformações permanentes, conhecidos também como afundamento em trilha de roda (ATR). Em geral, há maior probabilidade de ocorrência dessas deformações excessivas da camada asfáltica devido às altas temperaturas, além de cargas compressivas e de cisalhamento nas camadas mais superficiais (100 mm superiores) de um pavimento asfáltico (Bernucci *et al.*, 2022; Boz *et al.*, 2023; Kumar e Veeraragavan, 2012; Moura, 2010; West *et al.*, 2018). Sabe-se que a rigidez de uma mistura tem impacto sobre a deformação permanente; no entanto, uma característica de rigidez por si só não pode ser usada para determinar a susceptibilidade quanto à deformação permanente. Assim, torna-se fundamental o emprego de testes específicos para avaliar a susceptibilidade do material ao afundamento.

- Trincamento por fadiga

As forças de tração provocadas pelo tráfego repetido são responsáveis pelo surgimento de fissuras até a formação de trincas por fadiga no revestimento. Como o surgimento dessas fissuras, no geral, começam nas fibras inferiores da camada de revestimento asfáltico, onde o pavimento tende a apresentar as maiores tensões de tração, convencionou-se assim a teoria de trincamento por fadiga em camadas de mistura asfáltica (Bernucci *et al.*, 2022; Elwardany *et al.*, 2020). À medida que as cargas persistem, as trincas se espalham até atingirem a superfície do pavimento, caracterizando o

trincamento chamado de *bottom-up cracking*. Atualmente, é amplamente reconhecido que os pavimentos asfálticos frequentemente apresentam trincamento por fadiga de cima para baixo, denominadas *top-down cracking* (Canestrari e Ingrassia, 2020).

Tanto as características da mistura asfáltica, quanto os elementos estruturais do pavimento (camadas subjacentes) têm impacto sobre a susceptibilidade com que as trincas se formam nos revestimentos asfálticos. O processo de envelhecimento e a consequente “fragilização” do ligante asfáltico, que ocorre com muito mais rapidez nas camadas superficiais, têm um impacto significativo no surgimento de trincas por fadiga (Canestrari e Ingrassia, 2020). As variáveis climáticas (como altas temperaturas e radiação UV) e a permeabilidade ao ar das camadas – fator dependente da distribuição granulométrica da mistura e das densidades relativas – têm impacto sobre o nível de envelhecimento *in situ* dos ligantes asfálticos (De la Roche *et al.*, 2010; Lu e Isacsson, 2002; Mouillet *et al.*, 2008; Naskar *et al.*, 2013).

- Ensaios de desempenho

Um projeto de mistura e estrutural satisfatório para pavimentos asfálticos exige conhecimento das respostas características de tensão-deformação e das propriedades de resistência dos materiais empregados sob a abrangente condição de carregamento a qual os pavimentos são submetidos. A caracterização quanto ao desempenho das misturas em laboratório é um dos critérios mais importantes a se considerar em um projeto de pavimento mecanicista ou empírico-mecanicista (Malunga *et al.*, 2014; Yu *et al.*, 2020).

Para que um teste seja eficiente e satisfatório, quaisquer erros causados por variações no equipamento de teste e no manuseio do usuário devem ser mínimos, de modo que as verdadeiras variações nas propriedades da mistura sejam medidas pelo teste e não apenas as variações no método (West *et al.*, 2018). Ensaios com alta variabilidade não são úteis para medir as propriedades do material, porque as propriedades reais do material não podem ser determinadas com confiança (Zhou *et al.*, 2021). A facilidade na condução do ensaio também é um dos critérios fundamentais a serem aplicados a qualquer método de ensaio proposto, um vez que tal teste possa ser realizado de forma rápida e fácil (Zhou, 2019; Zhou *et al.*, 2021). Muitas vezes, um método de ensaio empírico é favorecido apenas por sua simplicidade e pela possibilidade de realizar o teste sem equipamentos caros, tempo ou treinamento extensivo de pessoal (Boz *et al.*, 2023; Meroni *et al.*, 2021; Sreedhar *et al.*, 2021; Zhou,

2019). No entanto, a simplicidade e o baixo custo não devem ser a base principal para a seleção de um determinado teste ou programa de testes, tendo em vista que, em comparação com o custo total de projeto, construção e manutenção de um pavimento asfáltico, o custo de realização dos ensaios geralmente é mínimo (West *et al.*, 2018). Também é importante aplicar testes laboratoriais relacionados ao desempenho do pavimento para que seja possível estimar a vida útil de uma mistura asfáltica sob variadas condições climáticas e de carregamento (Li *et al.*, 2023; Rath *et al.*, 2021; Zhou *et al.*, 2022).

Portanto, selecionar testes de desempenho acessíveis, práticos e prontamente disponíveis com precisão adequada e uma forte correlação com o desempenho em campo são fundamentais para o desenvolvimento de um Projeto de Mistura Balanceado. O mecanismo, a simplicidade, baixas taxas de erro, o custo do equipamento, a duração do teste, a correlação com o desempenho em campo e a praticidade geral para o projeto da mistura e o controle de qualidade são as considerações gerais para a seleção do método de ensaio (West *et al.*, 2018; Zhou *et al.*, 2018). Com base nessas considerações gerais, Zhou *et al.* (2020) compilou os métodos de teste mais recentes para os ensaios de deformação permanente e de trincamento por fadiga/térmico, apresentados na Tabela 2 e na Tabela 3, adaptadas com a substituição da respectiva norma nacional, quando disponível.

Tabela 2 – Ensaios para avaliação da deformação permanente de misturas asfálticas (Fonte: Adaptado de Zhou et al., 2020)

Norma/Referência	Parâmetro	Temperatura	Amostras	Preparação e tempo de teste	Custo do equipamento (US\$)	Praticidade (controle de qualidade)
DNIT 447/2024 – ME Estabilidade e fluência Marshall	Estabilidade Marshall	60°C	3	Sem corte ou colagem Tempo: 1 dia	< \$10.000,00	Boa
AASHTO T 324-23 <i>Hamburg Wheel-Track Testing</i>	Deformação permanente	50°C (outras)	4	1 corte/amostra Tempo: 2 dias	\$50.000,00	Justa
AASHTO T 340 <i>Asphalt Pavement Analyzer (APA)</i>	Deformação permanente	64°C	4	Sem corte ou colagem Tempo: 2 dias	> \$100.000,00	Justa
DNIT 184/2018 – ME Ensaio uniaxial de carga repetida	<i>Flow number (FN)</i>	60°C	3	1 extração e 2 cortes Tempo: 3 dias	\$85.000,00	Justa
AASHTO T 320 <i>Superpave Shear Tester (SST)</i>	Deformação permanente de cisalhamento	Alta temperatura	3	Colagem e instrumentação Tempo: 2 dias	> \$100.000,00	Baixa
Stress Sweep Rutting (SSR) (Kim e Kim, 2017)	Modelo de deformação permanente	Alta e baixa temperatura	4	1 extração 2 cortes/amostra e colagem Tempo: 4 dias	\$85.000,00	Baixa
Ensaio de Resistência à Tração indireta em alta temperatura (Christensen e Bonaquist, 2002)	Resistência à tração indireta	Alta temperatura	3	Sem corte ou colagem Tempo: 1 dia	< \$10.000,00	Boa
IDEAL-RT shear strength test (F. Zhou et al., 2017)	Resistência ao cisalhamento	50°C	3	Sem corte ou colagem Tempo: 1 dia	< \$10.000,00	Boa

Tabela 3 – Ensaios para avaliação do trincamento por fadiga de misturas asfálticas (Fonte: Adaptado de Zhou et al., 2020)

Norma	Parâmetro	Temperatura	Amostras	Preparação e tempo de teste	Custo do equipamento	Praticidade (controle de qualidade)
ASTM D7313 <i>Disk-Shaped Compact Tension (DCT)</i>	Energia de fratura	Grau de desempenho do ligante (PG) + 10°C	3	5 cortes e 2 furos/amostra; Tempo: 4 a 5 dias	\$50.000,00	Baixa
AASHTO TP105 <i>Semicircular Bend Geometry (SCB)</i>	Energia de fratura	Grau de desempenho do ligante (PG) + 10°C	3	5 cortes/2 amostras e 2 sensores; Tempo: 3 a 4 dias	\$100.000,00	Baixa
ASTM D8044 <i>SCB-Jc</i>	Taxa de liberação de energia de deformação crítica ( $J_c$ )	25°C	12	7 cortes por/4 amostras; Tempo: 7 a 8 dias (incluindo de 5 dias a 85 °C)	< \$10.000,000	Baixa
AASHTO TP124 <i>SCB-FI</i>	Índice de flexibilidade ( $FI$ )	25°C	6	5 cortes/2 amostras; Tempo: 2 a 3 dias (incluindo secagem)	< \$10.000,000	Justa
IDT Método da Universidade da Florida (Roque <i>et al.</i> , 2004)	Taxa de energia	10°C	3	2 cortes/amostra e 4 sensores; Tempo: 4 a 5 dias	> \$100.000,00	Baixa
Tex-248-F <i>Overlay Test (OT)</i> (TxDOT, 2014)	Índice de resistência ao trincamento ( $G_c$ )	25°C	3	4 cortes/amostra e colagem; Tempo: 3 a 4 dias	\$50.000,00	Baixa
AASHTO T321 <i>Bending Beam Fatigue (BBF)</i>	Número de ciclos	20°C	3	6 cortes/amostra; Tempo: 3 a 5 dias	> \$100.000,00	Baixa
ASTM D8225 <i>Indirect Tensile Cracking Test</i>	Índice de tolerância ao trincamento ( $CT Index$ )	25°C	3	Sem corte ou colagem Tempo: 1 dia	< \$10.000,00	Boa
AASHTO TP107 <i>Ensaio uniaxial de carga repetida</i>	Parâmetros de dano por fadiga	Temperatura intermediária	4 (+3 for ensaio de módulo dinâmico)	1 extração e 2 cortes/amostra e colagem; Tempo: 4 a 5 dias	\$85.000,00	Baixa

### 3.5.3 Implementação do BMD nos Estados Unidos

A *National Asphalt Pavement Association* (NAPA), dos Estados Unidos, coletou informações dos órgãos estaduais conhecidos por meio dos dados disponibilizados pela *National Center for Asphalt Technology* (NCAT) sobre a adoção do *Balanced Mix Design* (BMD) em seus projetos de dosagem de mistura asfáltica, conforme consta no guia da NAPA intitulado *Balanced Mix Design Resource Guide* (NAPA, 2021). Nessa consulta, os DOTs foram questionados a respeito dos progressos de implementação do BMD, isto é, quais abordagens estavam sendo utilizadas e quais foram os resultados obtidos até o momento. Os estados de Louisiana e Illinois incorporaram o BMD logo após 2015 (West et al., 2018), enquanto os demais adotaram a metodologia após sua normalização pela AASHTO, em 2020 (NAPA, 2021).

Atualmente, 19 estados se encontram em fase preliminar de implementação do BMD (NAPA, 2024). Nesse estágio, os DOTs estão conduzindo a seleção dos testes de verificação de desempenho das misturas, seguindo as recomendações do NCHRP Project 20-07/Task 406. Além disso, estão estabelecendo critérios de aceitação para as misturas, seja por meio de uma revisão bibliográfica robusta ou pela comparação de resultados entre laboratório e campo, ao mesmo tempo em que escolhem a abordagem que será adotada.

Nessa consulta, a NAPA obteve informações sobre as abordagens escolhidas para seus projetos de misturas. Observou-se que a maioria dos DOTs optaram por utilizar uma combinação das abordagens A e C, conforme ilustrado na Figura 12.

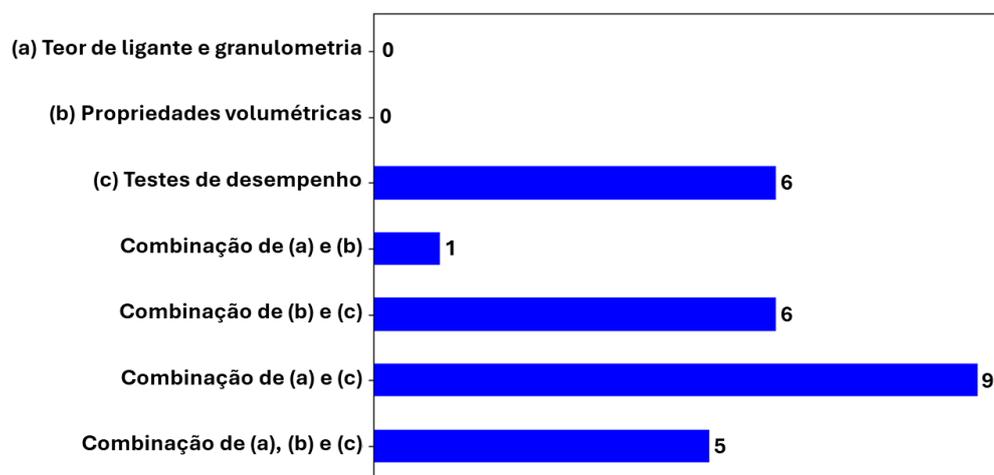


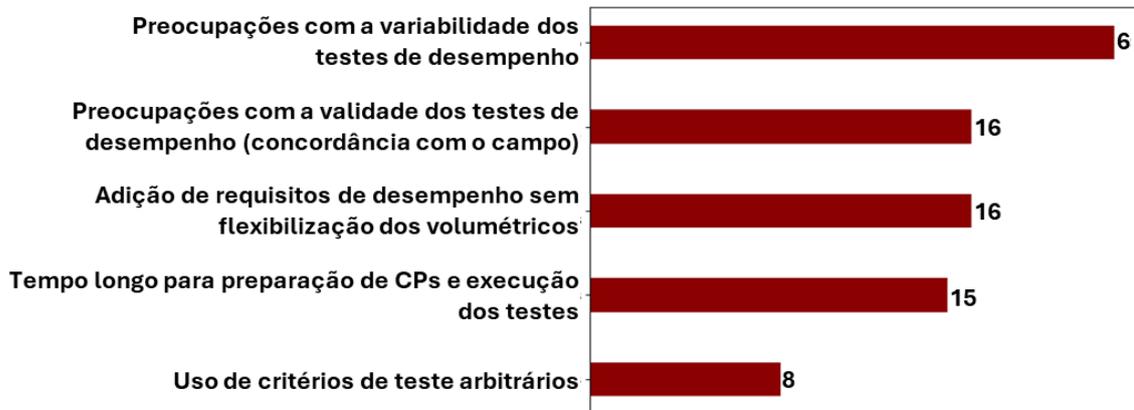
Figura 12 – Abordagens utilizadas pelos DOTs (Fonte: Adaptado de NAPA, 2021)

Utilizando a combinação das abordagens A e C é possível associar a tradição da utilização da dosagem volumétrica com a verificação de desempenho proposta pelo BMD. Essa combinação se mostra interessante pois, utilizando a abordagem A, o procedimento de dosagem volumétrica não é excluído. Já a abordagem C permite a flexibilidade dos parâmetros volumétricos e a alteração das proporções de materiais da mistura. Dessa forma, a combinação das abordagens A e C permite o uso otimizado da metodologia do BMD. Outra maneira de utilizar o BMD que tem se mostrado vantajosa é a combinação das abordagens B e C. A abordagem B é mais flexível que a abordagem A, então é mais interessante quanto a forma de dosar as proporções de materiais da mistura asfáltica, com um enfoque ainda maior no desempenho mecânico da mistura. É possível observar que, até o fechamento da referida pesquisa, nenhum departamento de transporte optou por utilizar a abordagem D. Uma razão para isso talvez seja a dificuldade de iniciar uma dosagem sem parâmetros de referência.

A NAPA também perguntou às usinas de misturas asfálticas a respeito dos benefícios associados à implementação do BMD e das dificuldades enfrentadas durante esse processo. Em linhas gerais, as respostas indicaram que as misturas alcançaram uma maior qualidade e que as exigências volumétricas foram flexibilizadas como vantagens decorrentes da adoção do BMD. No entanto, as empresas manifestaram preocupação em relação à variabilidade dos resultados dos testes, suas confiabilidades e o tempo necessário para a preparação dos corpos de prova, conforme ilustra os gráficos apresentados na Figura 13.



(a)



(b)

Figura 13 – Implementação do BMD: (a) benefícios associados e (b) desafios associados (Fonte: Adaptado de NAPA, 2021)

Tanto os laboratórios quanto as usinas de misturas asfálticas relataram que o tempo de dosagem utilizando a metodologia BMD é, em média, de 14 dias. Esse período engloba tanto o tempo necessário para a realização dos testes de desempenho quanto para a otimização e ajuste da mistura, a fim de atender aos critérios de desempenho estabelecidos. Em comparação, uma dosagem volumétrica tradicional demanda, em média, 9 dias (NAPA, 2021).

Uma análise interessante é comparar o questionário conduzido em 2017, que obteve 101 respostas no total, abrangendo DOTs e empreiteiras (West et al., 2018). Na pesquisa de 2017, tanto os DOTs quanto as empreiteiras foram questionados sobre suas preocupações em relação à implementação do BMD. Assim como na pesquisa de 2021, a principal preocupação estava associada à confiabilidade dos testes de desempenho. Observou-se, ainda, que poucas respostas afirmaram que a dosagem volumétrica é um método eficaz, conforme ilustrado na Figura 14.

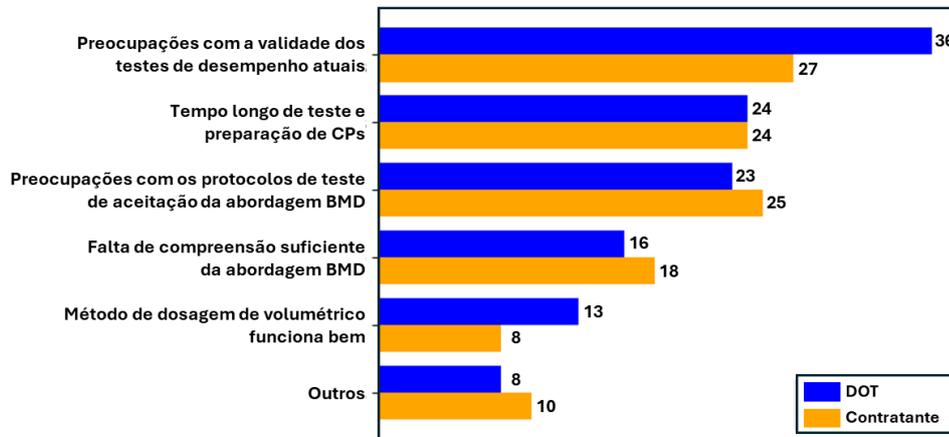


Figura 14 – Preocupações quanto a implementação do BMD (Fonte: Adaptado de NAPA, 2021)

Além das preocupações sobre a variabilidade dos testes e o aumento do tempo necessário para a dosagem, é necessário atentar à forma com que a mistura será otimizada para atender aos critérios de desempenho pois, dependendo do defeito associado, a otimização pode ser obtida por meio de um, duas ou mais intervenções dos mais variados modos. Os DOTs americanos relatam que a otimização da mistura em relação à deformação permanente foi, em linhas gerais, realizada por meio da redução do teor de ligante na mistura, do aumento da rigidez do ligante e do maior teor de RAP. Vale ressaltar que esses processos não foram necessariamente conduzidos de maneira isolada, e alguns relatos indicaram que, em geral, a deformação permanente não era o principal problema para as misturas (NAPA, 2021).

No caso do trincamento por fadiga, a otimização envolve a utilização de um ligante asfáltico virgem de menor rigidez, ajuste da granulometria da mistura a fim de aumentar o teor de ligante, incorporação de agregados com maior taxa de absorção do ligante, redução do teor de RAP e a adição de agentes rejuvenescedores nos casos de misturas recicladas (NAPA, 2021). Essas estratégias visam mitigar os efeitos do trincamento por fadiga e melhorar o desempenho das misturas asfálticas.

Os esforços de implementação nos EUA têm aumentado consideravelmente desde 2015 e o BMD tem se espalhado pelos DOTs americanos. As usinas e agências produtoras de asfalto tem trabalhado para que a verificação de desempenho seja realizada nas misturas asfálticas por meio da metodologia BMD. 68% dos estados norte americanos ou já aplicam o BMD em suas misturas ou estão em fase de pré-implementação (NAPA, 2024).

### 3.5.4 Dosagem balanceada de misturas asfálticas recicladas e materiais alternativos

Recentes estudos têm investigado métodos para incorporação de material fresado, entre outros materiais alternativos, para a produção de misturas asfálticas recicladas por meio de método de dosagem balanceada. Hatailah e Kassem (2024) avaliaram dois tipos de RAP em teores de 0%, 25%, 50% e 70%, com cinco agentes de reciclagem e diferentes teores e graus de ligantes. O desempenho foi medido por resistência ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT) e deformações permanentes (simulador de tráfego Hamburgo). A resistência ao trincamento diminuiu com o aumento de RAP, mas misturas com até 25% podem ser adequadas sem agentes de reciclagem. Em altas proporções de RAP (50%-70%), agentes como R1 (*tall-oil*) e R5 (óleo vegetal residual) melhoraram o desempenho, enquanto dosagens excessivas resultaram em menor resistência a deformação permanente. A compatibilidade entre agentes, RAP e ligantes mostrou ser crucial, destacando a importância de um projeto balanceado para atender aos critérios de trincas e deformações.

Tong *et al.* (2024) avaliaram uma mistura controle e cinco misturas otimizadas pelo método de projeto balanceado (BMD), incluindo quatro com alto teor de RAP (de 30 a 60%), utilizando testes laboratoriais de desempenho com diferentes níveis de complexidade. O desempenho foi analisado com base na durabilidade, resistência a deformações permanentes e resistência a trincas, elementos centrais do BMD. Foi proposto um novo índice de desempenho composto, combinando esses fatores, utilizando gráficos tridimensionais e ternários. Os resultados mostraram diferenças entre testes básicos/intermediários e avançados, destacando os benefícios de ligantes menos consistentes e/ou agentes de reciclagem em misturas com alto teor de RAP. O estudo confirmou que o BMD é eficaz para projetar misturas asfálticas que melhoram simultaneamente a resistência à fadiga e às deformações. Além disso, as misturas com alto teor de RAP otimizadas pelo BMD demonstraram desempenho superior em relação às misturas convencionais.

Um estudo de Zaumanis *et al.* (2024) investigou o uso de misturas asfálticas com alto teor de RAP (até 85%) em condições de elevada altitude (acima de 1.900 m de altura), pavimentados no Passo de Lukmanier, nos Alpes Suíços, conforme Figura 15, comparando-as com misturas convencionais de referência. As misturas com até 85% de RAP foram projetadas para atender aos requisitos de desempenho e qualidade, utilizando o método baseado no desempenho. Os testes mostraram que essas misturas apresentaram propriedades similares às convencionais, com os resultados de resistência ao trincamento (pelo ensaio SCB) e à deformação permanente (pelo ensaio BTSV) atendendo aos limites estabelecidos. A homogeneidade do RAP foi essencial para garantir essas propriedades. A rigidez das

misturas com alto teor de RAP foi, em média, 5% superior a das misturas convencionais, o que pode aumentar o risco de trincamento. No entanto, a resistência ao trincamento das misturas com alto teor de RAP, ainda assim, foi adequada, com um aumento de até 10% no índice de flexibilidade SCB, indicando uma melhoria no comportamento diante ao trincamento.



Figura 15 – Construção da seção teste no Passo de Lukmanier (Fonte: Zaumanis *et al.* (2024))

O estudo concluiu que, com o projeto adequado e o controle rigoroso da qualidade, é possível utilizar misturas com até 85% de RAP em estradas de alta altitude, mantendo o desempenho adequado, desde que se garanta a homogeneidade do RAP e a utilização dos testes apropriados. Outros materiais alternativos, como fibras poliméricas e óleos, também foram investigados. Alkume *et al.* (2024) desenvolveram um *framework* para incorporar Óleo de Cozinha Usado (OCU, ou *Waste Cooking Oil*, WCO) em misturas asfálticas, utilizando uma abordagem de Projeto de Mistura Balanceada para garantir resistência adequada ao trincamento e ao afundamento plástico. O estudo avaliou o desempenho em termos de trincamento e deformação permanente das misturas asfálticas controle e modificadas com diferentes dosagens de OCU (2, 3, 4, 5 e 7% em relação ao peso do ligante) utilizando os Testes de Tração Indireta (IDEAL-CT/IDT-CT) e de avaliação da deformação permanente por Tração Indireta a Altas Temperaturas (High-IDT), respectivamente. Os resultados

demonstraram que o OCU melhorou a resistência ao trincamento da mistura balanceada controle, mas reduziu sua resistência ao afundamento plástico. Um efeito estatisticamente significativo foi observado em dosagens elevadas de OCU. Além disso, o gráfico de interação, na Figura 16, indica que o desempenho geral do asfalto modificado com OCU torna-se menos rígido e mais flexível com o aumento da dosagem de OCU. Assim, a mistura balanceada controle projetada torna-se desequilibrada quando se utiliza óleo OCU em qualquer dosagem.

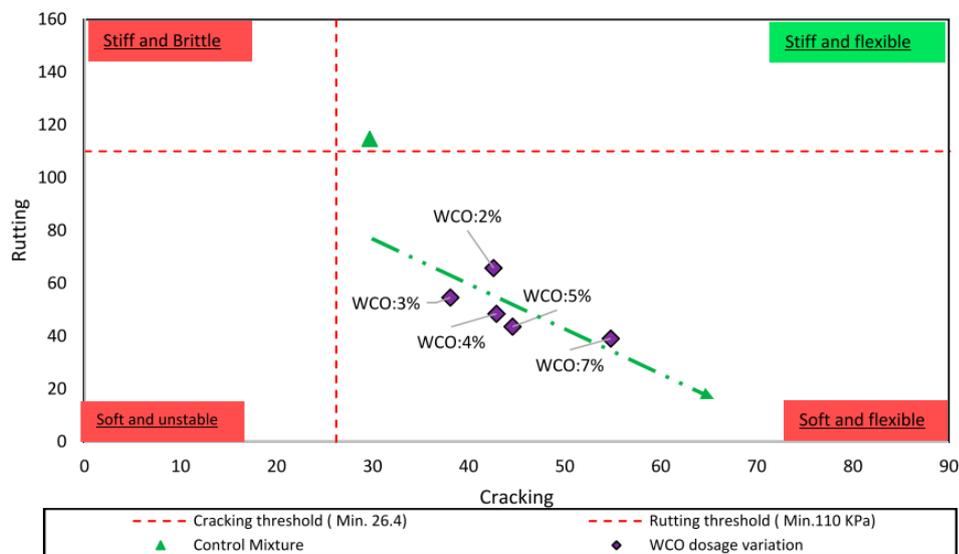


Figura 16 – Gráfico de interação entre DEAL-CT e HT-IDT (Fonte: Alkuime *et al.* (2024))

Já, Leiva-Villacorta e Cerdas-Murillo (2024) avaliaram a resistência ao trincamento e deformação permanente de concretos asfálticos reforçados com fibras recicladas (PET) em dois tipos de misturas: com ligantes convencionais (HMA) e com asfalto modificado por borracha (CRM). Ambas seguiram o projeto balanceado, com inclusão de fibras como alternativa para melhorar o desempenho. As fibras PET (médias e longas) mostraram maior resistência a trincas, com valores de CT até 75% superiores ao controle, e comportamento menos frágil após a iniciação da trinca. No entanto, as fibras reduziram a resistência a deformações em CRMs, enquanto mantiveram desempenho similar em HMAs. Misturas com PET tiveram melhor desempenho geral, sugerindo seu potencial como alternativa sustentável para melhorar misturas asfálticas com materiais reciclados.

#### **4. AQUISIÇÃO DO COMPACTADOR GIRATÓRIO SUPERPAVE (CGS)**

Para que uma mistura asfáltica apresente comportamento mecânico adequado durante sua vida de serviço, é fundamental que a sua dosagem seja feita de maneira adequada. Uma dosagem de mistura asfáltica consiste, basicamente, na determinação do teor de ligante de projeto a partir de uma dada granulometria e um método de compactação. Atualmente, existem três principais métodos de dosagem de misturas asfálticas: Marshall, Superpave e LCPC.

Os métodos citados diferem-se, principalmente, em relação ao modo de compactação dos corpos de prova e pela abordagem (volumétrica, ou por desempenho). A metodologia de dosagem LCPC baseia-se em uma abordagem por desempenho, pois considera comportamento mecânico da mistura asfáltica. Já as metodologias Marshall e Superpave baseiam-se em uma abordagem volumétrica, pois estabelecem valores fixos de volumes de vazios. Em relação ao método de compactação, as metodologias Superpave e LCPC adotam a compactação por amassamento, enquanto a metodologia Marshall utiliza a compactação por impacto.

A dosagem Marshall é a metodologia mais utilizada no mundo pois é rápida, barata e simples. Porém, seu método de compactação não é representativo da compactação da mistura asfáltica em campo. O desenvolvimento da metodologia Superpave, nos Estados Unidos, considerou um método de compactação de laboratório que melhor reproduzisse o nível de compactação de misturas asfálticas em campo. Assim, foi adotada a compactação por amassamento, similar ao método utilizado pela dosagem LCPC.

O método de compactação é fundamental durante o processo de dosagem de misturas asfálticas, pois influencia no teor de ligante de projeto e a estrutura pétreia do corpo de prova. Diferentes formas de compactação podem produzir amostras com volumetrias semelhantes, porém com comportamento mecânico distintos (Leandro, 2016). Portanto, é importante padronizar o método de compactação para avaliar e comparar misturas asfálticas quanto a dosagem e comportamento mecânico.

O conceito de *“Balanced Mix Design”* é uma abordagem para dosagem de misturas asfálticas que vem sendo discutida e aplicada nos Estados Unidos. Nos EUA, o principal método de dosagem de utilizado é o Superpave. Logo, para a aplicação e avaliação do BMD é necessário utilizar um Compactador Giratório Superpave.

O Compactador Giratório Superpave (CGS) adquirido nesse projeto foi o Compactador giratório iT 2018 da marca InfraTest. O equipamento faz a compactação giratória e rotação totalmente

automatizadas, possui acionamento eletromecânico, medição por célula de carga integrada, extrusora de amostras integrada com suporte para amostras, controle por computador integrado para compactação automática. O equipamento disponibiliza um relatório de avaliação do preparo de amostras, possui porta Ethernet para possibilitar controle remoto e o ângulo de compactação é ajustável em seu software.

O compactador possui ainda pressão de compactação de 1.000 kPa, RAM de 10 mm por segundo, velocidade de até 30 rpm, ângulo ajustável entre 0,5° a 3,5° e potência de 7 kW. As dimensões aproximadas do equipamento são de 803 x 703 x 1800 mm com 538 kg. O equipamento é capaz de compactar corpos de prova de 100 e 150 mm, e foram adquiridos moldes de ambas as dimensões, além do módulo para extrusão do corpo de prova.

O equipamento é fabricado sob demanda na Alemanha, com prazo de fabricação médio de 12 semanas. A compra foi efetuada abril de 2023, e o equipamento chegou ao Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP em agosto de 2023. A Figura 17 ilustra o equipamento instalado no LTP-EPUSP e a Figura 18 apresenta o seu número de série: 2027823.



Figura 17 – Compactador Giratório Superpave iT 2018 da InfraTest instalado no LTP-EPUSP



Figura 18 – Identificação do equipamento e seu número de série

A aquisição do equipamento foi fundamental para o desenvolvimento do projeto. Todos os corpos de prova cilíndricos produzidos e avaliados foram compactados com o CGS, resultando em mais de 650 amostras de misturas asfálticas. A Figura 19 ilustra alguns dos corpos de prova produzidos para o projeto.



Figura 19 – Diferentes corpos de prova compactados para a pesquisa com o CGS

## 5. SELEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS

Para a produção e dosagem das diferentes misturas asfálticas, foram selecionados dois agregados de diferentes usinas e dois tipos de ligantes asfálticos. Ambos ligantes foram coletados em duas usinas diferentes, uma em Pouso Alegre - MG (Usina A) e a outra em Jardinópolis - SP (Usina B), totalizando quatro ligantes asfálticos: CAP 30/45 (A), AB8 (A), CAP 30/45 (B) e AB8 (B).

Em relação aos agregados, foram utilizados dois agregados de diferentes origens mineralógicas: um agregado de basalto e outro de granito. Os agregados de granitos foram coletados na usina de Pouso Alegre – MG (A), já o agregado de basalto foi coletado na usina de Jardinópolis – SP (B). Vale ressaltar que todos os materiais utilizados foram coletados diretamente das usinas de produção do concreto asfáltico.

Além dos materiais virgens, também foi coletado material fresado (RAP) na Usina B para a produção de misturas asfálticas recicladas. Para a produção dessas misturas, foi utilizado o ligante asfáltico AB8 também coletado na Usina B, porém, como o ligante asfáltico era de um lote distinto, esse ligante será chamado de AB8 (C). A Figura 20 apresenta a matriz experimental de materiais utilizados na pesquisa.

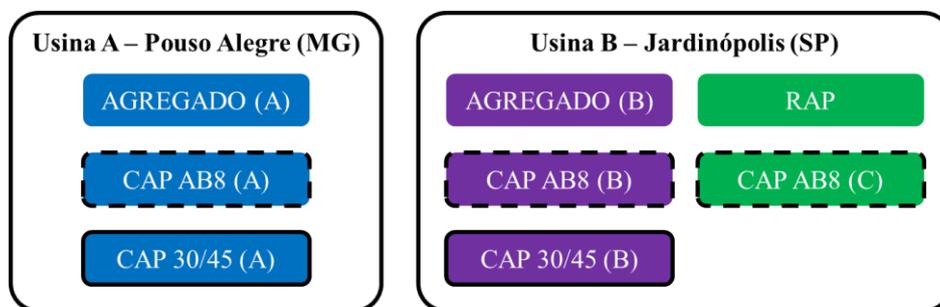


Figura 20 – Matriz experimental de materiais

### 5.1. Ligantes asfálticos

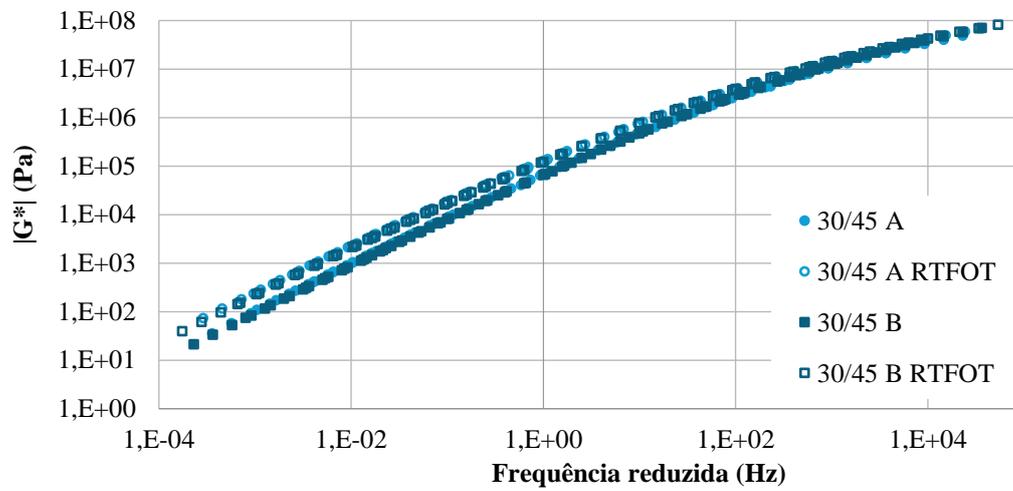
Cinco ligantes asfálticos foram utilizados nas usinagens das misturas estudadas conforme mencionado acima: três ligantes modificados por borracha classificados como AB8 e dois ligantes convencionais CAP 30/45.

Os ligantes asfálticos foram submetidos a ensaios reológicos no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR, do inglês *Dynamic Shear Rheometer*) para avaliação das suas propriedades viscoelásticas

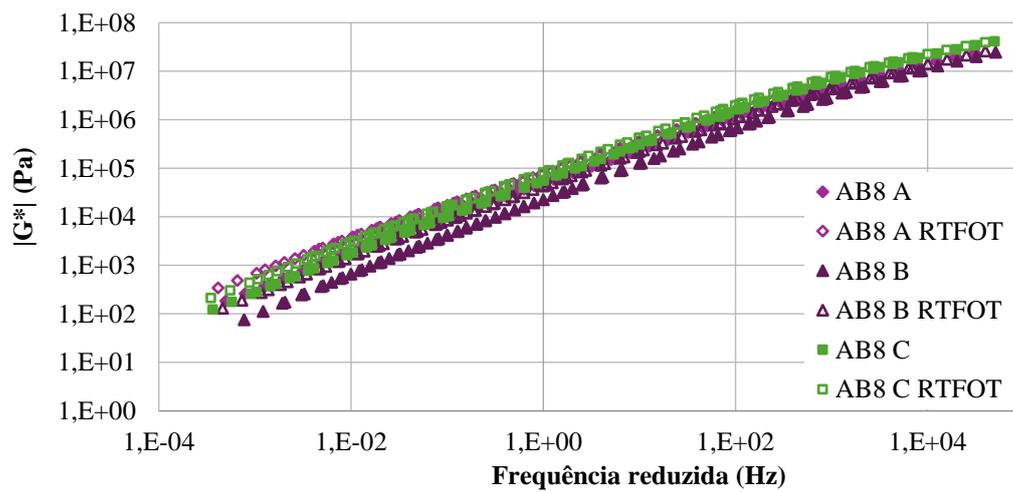
lineares. Para todos os ensaios realizados, as amostras foram preparadas a partir do aquecimento do ligante a uma temperatura mínima que permitisse a sua manipulação, isso é, para que o ligante estivesse fluído. O ligante aquecido foi vertido para os moldes de 8 mm ou 25 mm de diâmetro, a depender da temperatura de ensaio, sendo, em seguida, armazenados em temperatura ambiente até o momento do ensaio.

Primeiramente, os ligantes virgens foram submetidos às análises de ensaios reológicos para caracterização da temperatura alta do *Performance Grade* e construção das curvas mestras. Posteriormente, os ligantes foram envelhecidos no *Rolling Thin Film Oven Test* (RTFOT) (ASTM D2872), a fim de simular o envelhecimento de curto prazo sofrido pelos materiais durante a usinagem e possibilitar a análise reológica após este condicionamento. Durante este procedimento, ar quente é soprado a 163°C dentro de um recipiente cilíndrico de vidro contendo 35 g de ligante, aproximadamente. O vidro fica encaixado na posição horizontal em uma prateleira vertical rotativa, permitindo a formação de uma película de 1,25 mm e o envelhecimento mais homogêneo. Após 85 minutos, o ligante foi transferido para outro recipiente e estava pronto para a moldagem das amostras.

As propriedades viscoelásticas dos ligantes antes e após o envelhecimento foram avaliadas por meio da construção da curva mestra. A partir de ensaios oscilatórios de varredura de frequência e temperatura, foram obtidos o módulo de cisalhamento dinâmico ( $|G^*|$ ) e o ângulo de fase ( $\delta$ ) em frequências de 0,1 Hz a 10 Hz e temperaturas de 0°C a 80°C. Utilizou-se a geometria de placas paralelas com 25 mm de diâmetro e 1 mm de espessura para os ensaios com temperatura a partir de 40°C e 8 mm de diâmetro e 2 mm de espessura para os ensaios com temperatura inferior a 40°C. A deformação utilizada nos ensaios foi de 0,1%, e foram seguidas as recomendações da norma ASTM D7175-15. A partir do princípio da superposição tempo-temperatura, foi possível construir a curva mestra na temperatura de referência de 40°C, permitindo a obtenção de  $|G^*|$  e  $\delta$  para uma ampla faixa de frequências reduzidas. As curvas mestras obtidas estão apresentadas na Figura 21 e na Figura 22 para  $|G^*|$  e  $\delta$ , respectivamente.

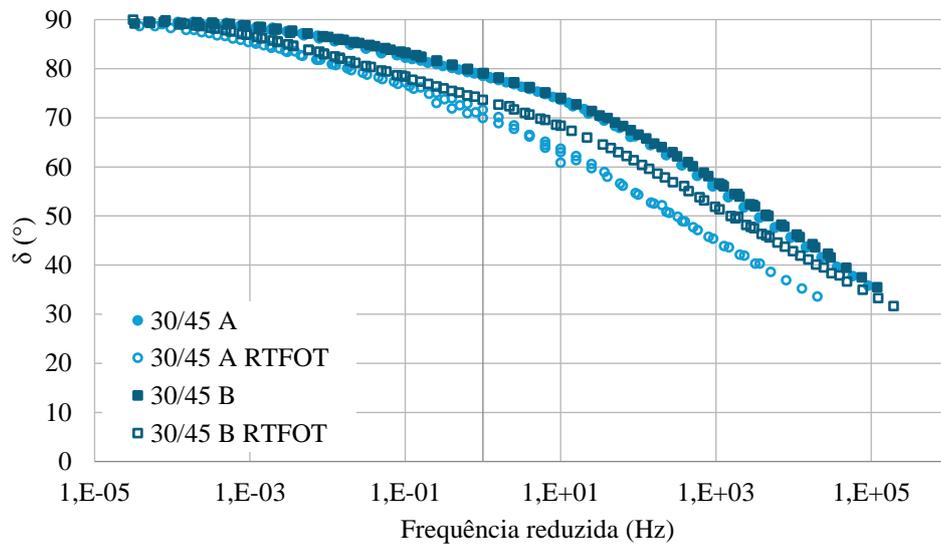


(a)

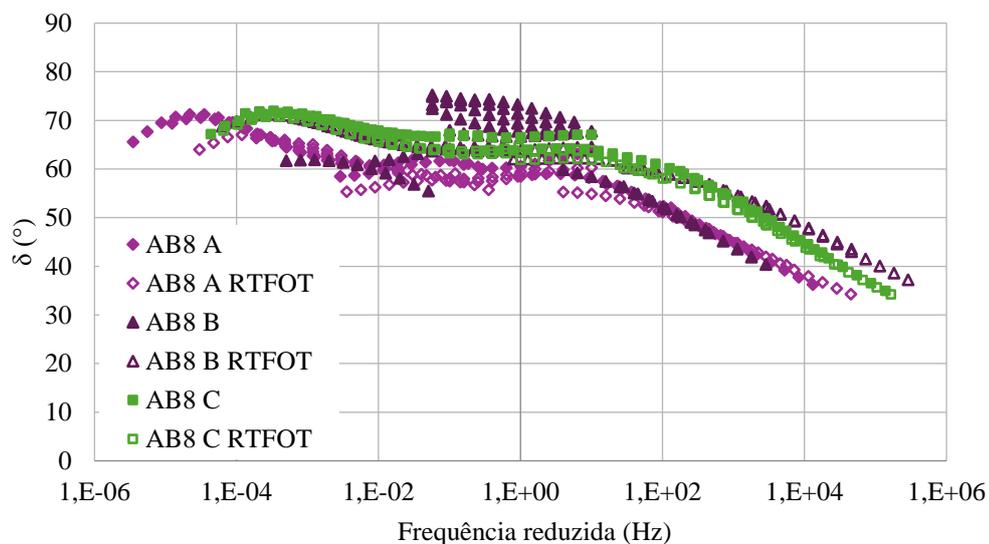


(b)

Figura 21 – Curvas mestras de  $|G^*|$  para os ligantes asfálticos estudados: (a) convencionais e (b) modificados por borracha ( $T_{ref} = 40^\circ\text{C}$ )



(a)



(b)

Figura 22 – Curvas mestras de  $\delta$  para os ligantes asfálticos estudados: (a) convencionais e (b) modificados por borracha ( $T_{ref} = 40^\circ C$ )

As curvas mestras de  $|G^*|$  mostram que, de modo geral, os cinco ligantes tiveram comportamento parecido frente ao envelhecimento: o ligante que passou pelo RTFOT apresenta-se mais rígido que o virgem, principalmente a frequências mais baixas, que simulam temperaturas mais altas, tendo uma diferença menos significativa a baixas temperaturas (altas frequências). As curvas dos ligantes 30/45 foram muito similares para os dois ligantes. Os três ligantes borracha demonstraram comportamento similar tanto virgens quanto envelhecidos, sendo que o AB8 A apresentou maiores valores de módulo a baixas frequências. As curvas mestras de  $\delta$  mostram comportamentos distintos para cada um dos

tipos ligantes. Os ligantes 30/45 apresentaram maiores ângulos de fase, o que representa um comportamento menos elástico, o que é esperado quando se compara um ligante convencional a um ligante modificado por borracha. A curva mestra com maior inclinação do ligante convencional envelhecido demonstra a maior susceptibilidade a mudanças de temperatura do que o ligante virgem. O AB8 B virgem não apresentou uma curva contínua, o que é comumente observado em amostras de asfalto borracha e pode estar atrelado a não homogeneidade dos grânulos modificadores (Chen *et al.*, 2020; Kedarisetty *et al.*, 2016; Lopes *et al.*, 2023). O AB8 C apresentou curvas mestras muito similares antes e após envelhecimento, demonstrando que o condicionamento não influenciou significativamente o comportamento viscoelástico em análise.

A segunda análise realizada foi a classificação dos ligantes segundo o *Performance Grade* (PG) (AASHTO M332-23) para a determinação da temperatura alta de PG, que indica a máxima temperatura à qual o pavimento pode estar sujeito sem que o ligante asfáltico apresente uma tendência elevada de sofrer deformação permanente. Foi realizado ensaio oscilatório na frequência de 10 rad/s para determinação do parâmetro  $|G^*|/\text{sen}\delta$ . Em ligantes virgens, o critério  $|G^*|/\text{sen}\delta \geq 1,0$  kPa deve ser atendido para determinação do PG de alta (temperatura); para ligantes envelhecidos no RTFOT, o critério é  $|G^*|/\text{sen}\delta \geq 2,2$  kPa. Para encontrar a temperatura máxima para o valor determinado, foi realizada interpolação dos resultados, assumindo sua linearidade. A Figura 23 apresenta os valores do PG contínuo de alta encontrados para os ligantes virgens, enquanto a Figura 24 apresenta os valores dos ligantes após RTFOT.

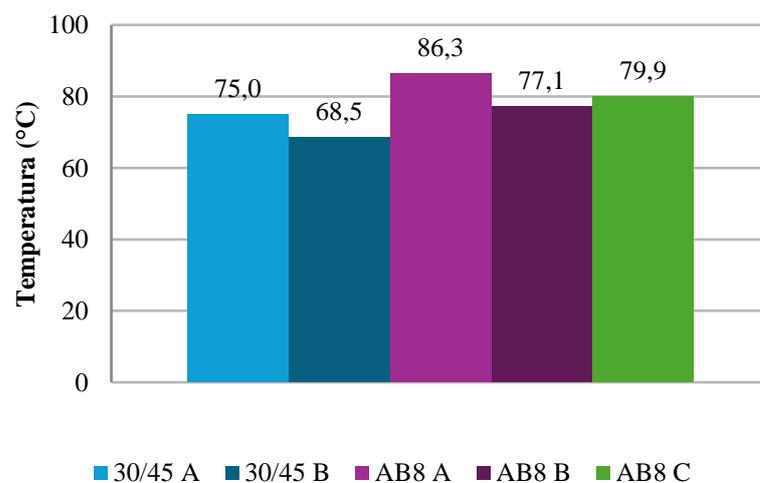


Figura 23 – Grau contínuo de alta temperatura do PG para os ligantes virgens

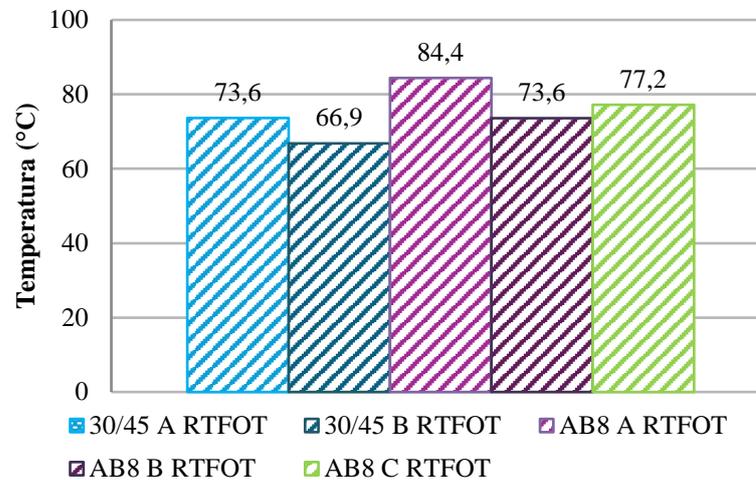


Figura 24 – Grau contínuo de alta temperatura do PG para os ligantes envelhecidos

Entre os três asfalto borrachas, o AB8 A mostrou uma temperatura mais alta, o que confirma a maior rigidez observada nas curvas mestras em temperaturas mais elevadas. Sendo assim, o ligante AB8 A RTFOT seria classificado com um PG 82, enquanto o AB8 B RTFOT receberia uma classificação mais baixa, PG 70, e o AB8 C RTFOT seria um PG 76. Entre os ligantes 30/45, foi possível observar um PG mais elevado para os 30/45 A, evidenciando uma característica não observada através das curvas mestras. A classificação do 30/45 A RTFOT seria PG 70, enquanto do 30/35 B RTFOT seria PG 64.

O ensaio de *Multiple Stress Creep Recovery* (MSCR) (ASTM D7405-20) consistiu na aplicação de ciclos de fluência e recuperação para determinação dos parâmetros compliância não-recuperável (Jnr) e percentual de recuperação (R%), sendo o primeiro um indicativo da susceptibilidade do ligante a sofrer deformação permanente e, o segundo, a capacidade de recuperação da deformação sofrida. O teste consiste na aplicação de 10 ciclos de condicionamento com tensão de 0,1 kPa, com 1s de carga e 9s de recuperação; seguido de mais 10 ciclos sob mesmas condições, terminando com 10 ciclos sob a tensão de 3,2 kPa registrando a deformação sofrida. Os materiais envelhecidos após RTFOT foram testados a temperatura encontrada na classificação do PG de alta, ou seja, 30/45 B RTFOT ensaiado a 64°C, 30/45 A RTFOT e AB8 A RTFOT a 82°C, AB8 B RTFOT a 70°C e AB8 C RTFOT a 76°C. A Tabela 4 apresenta os valores de Jnr e R% dos ligantes envelhecidos, bem como sua classificação Superpave por meio dos valores encontrados de HPG e Jnr.

Tabela 4 – Resultados de Jnr e R% e classificação dos ligantes estudados de acordo com o tráfego solicitante

Ligante após RTFOT	Temperatura de ensaio (°C)	Jnr 3,2	R (%)	$ G^* /\text{sen } \delta$ (kPa) < 2,2	HPG (°C)	Classificação
30/45 A	70	2,8	2,2	73,6	70	PG 70 H
30/45 B	64	2,1	1,9	66,9	64	PG 64 H
AB8 A	82	3,3	9,9	84,4	82	PG 82 H
AB8 B	70	2,5	13,0	73,6	70	PG 70 H
AB8 C	76	3,5	8,4	77,2	76	PG 76 H

Para cada ligante envelhecido ensaiado em sua respectiva temperatura de PG, os valores de Jnr encontrados foram dentro do observado na literatura (Bastos *et al.*, 2017; Domingos *et al.*, 2022; Vale *et al.*, 2023), indicando pouca suscetibilidade à deformação permanente quando na temperatura máxima que suportam sem deformar. Os percentuais de recuperação dos asfaltos borracha foram superiores que o do 30/45, representando maior capacidade de recuperação, mas ainda com valores baixos comparado à modificação com polímeros elastoméricos. De acordo com a classificação Superpave, o Jnr é utilizado para incluir uma letra na classificação por PG, referente ao nível de tráfego. Sendo assim, os ligantes analisados enquadraram-se em um nível de tráfego *Heavy* (H), número N de 1 a  $3 \times 10^7$  e tráfego lento, de 20 a 70 km/h.

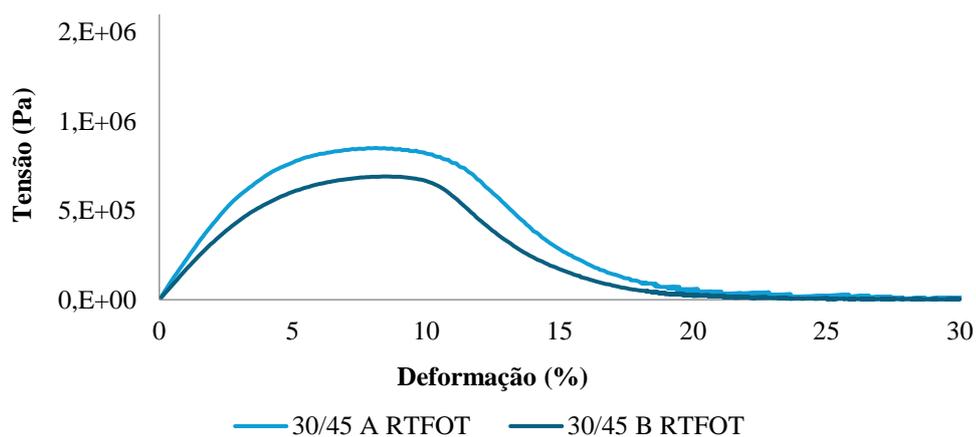
O ensaio de *Linear Amplitude Sweep* (LAS) (DNIT 439/2022) é utilizado como método de correlação da resistência à fadiga de ligantes asfálticos. Divido em duas partes, o ensaio realiza uma varredura de frequências entre 1 e 30 Hz e deformação de 0,1% para determinação das condições reológicas sem dano do ligante, seguido de aplicações de cargas oscilatórias e varredura linear de deformação entre 1 e 30%, mantendo a frequência a 10 Hz. As amostras dos asfaltos borracha foram testadas a 15°C, diferente do que rege a norma brasileira (19°C), uma vez que foi a maior temperatura que garantia o módulo de cisalhamento dinâmico entre 12 e 60 MPa à frequência de 10 Hz (Safaei e Hintz, 2014; Safaei e Castorena, 2016) para não haver influência dos efeitos de fluência e perda de adesão durante o ensaio. A Tabela 5 apresenta os valores de  $|G^*|$  a 10 Hz encontrados na temperatura de 19°C para cada um dos materiais, bem como a primeira temperatura aceitável dentro da especificação e seu respectivo  $|G^*|$ ; na mesma tabela, são apresentados os nomes que identificaram os ligantes analisados. Para análise dos dados, foi considerada a mecânica do dano contínuo – *Viscoelastic Continuum Damage* (VECD).

Tabela 5 –  $|G^*|$  a 19°C e na temperatura ensaiada para cada um dos ligantes

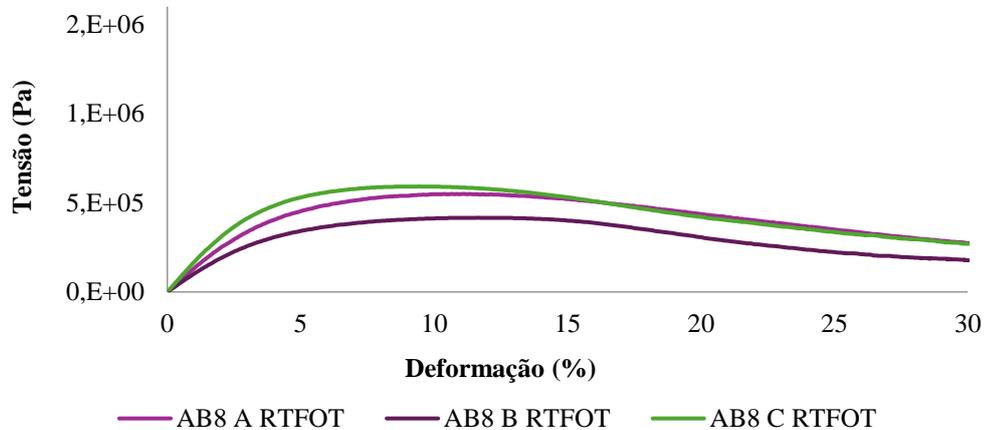
Ligante após RTFOT	Temp (°C)	$ G^* $ (MPa)
30/45 A	19,0	23,5
30/45 B	19,0	26,7
AB8 A	15,0	14,0
	19,0	9,2 <sup>1</sup>
AB8 B	15,0	13,9
	19,0	8,8 <sup>1</sup>
AB8 C	15,0	17,0
	19,0	11,6 <sup>1</sup>

<sup>1</sup> testes desconsiderados por estarem fora da faixa de 12 a 60 MPa

Por não ser possível ensaiar os três ligantes em uma mesma temperatura, as curvas dos ligantes 30/45 RTFOT são exibidas em gráficos diferentes dos AB8 RTFOT. As temperaturas ensaiadas não permitem a comparação de todos os materiais sob mesmas condições (Gaspar, 2019). A Figura 25 apresenta as curvas de tensão x deformação. Os asfaltos borracha envelhecidos mostraram-se pouco susceptível a maiores deformações, pois após o pico, as tensões pouco reduzem, indicando dano pouco significativo. Já as curvas dos 30/45 RTFOT têm formato diferente por apresentar uma queda de tensão mais abrupta após o pico de tensão.



(a)



(b)

Figura 25 – Curva tensão x deformação dos ligantes (a) 30/45 A RTFOT e 30/45 B RTFOT (testes realizados a 19°C) e (b) AB8 A RTFOT, AB8 B RTFOT e AB8 C RTFOT (testes realizados a 15°C)

As curvas características de dano estão apresentadas na Figura 26, indicando que os ligantes perdem mais rapidamente a integridade na fase inicial do dano. As curvas foram interrompidas na ruptura das amostras, o que mostra que o 30/45 B RTFOT é mais susceptível a fadiga. Os trabalhos que identificaram a necessidade de manter o módulo de cisalhamento entre 12 e 60 MPa no ensaio de LAS, para não haver influência dos efeitos de fluência e perda de adesão, não avaliaram ligantes modificados por borracha (Safaei; Castorena, 2016; Safaei; Hintz, 2014); além disso, os estudos que realizaram esse procedimento para tal material o fizeram a 25°C e não apresentaram o valor do módulo a 10 Hz, impossibilitando uma análise comparativa das condições de ensaio para o asfalto borracha (Moazami Goodarzi et al., 2023; Garcia *et al.*, 2020; Wang et al., 2020).

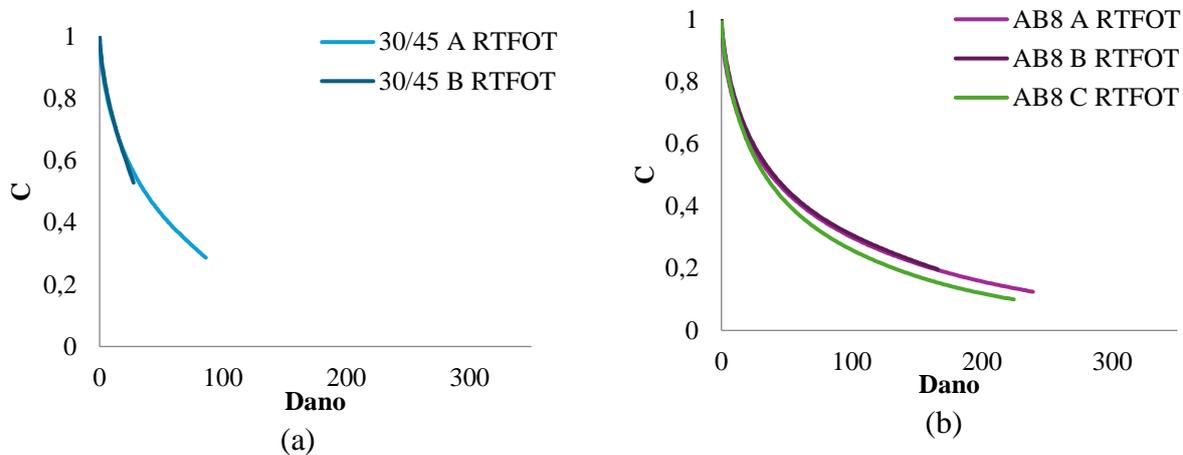
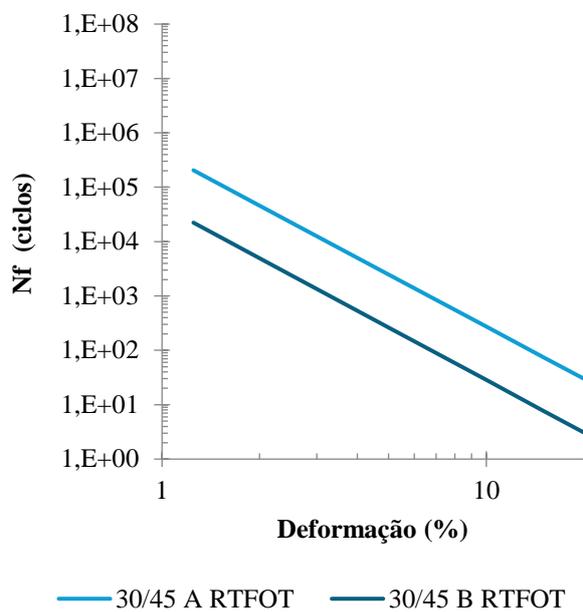
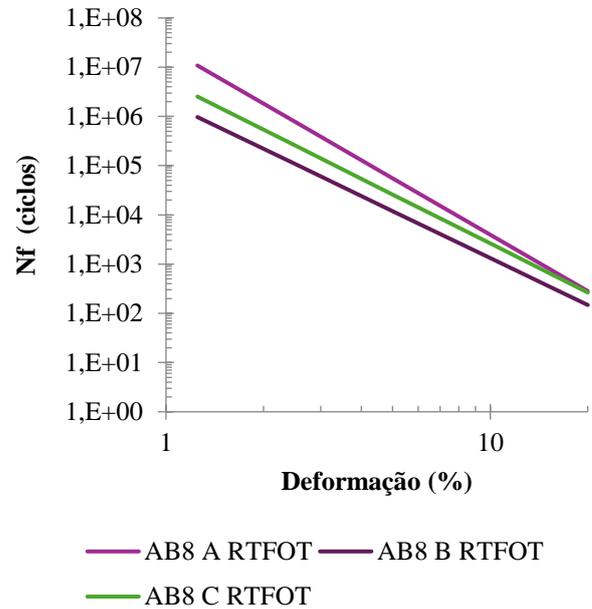


Figura 26 – Curva característica de dano dos ligantes (a) 30/45 A RTFOT e 30/45 B RTFOT (testes realizados a 19°C) e (b) AB8 A RTFOT, AB8 B RTFOT e AB8 C RTFOT (testes realizados a 15°C)

Por meio da curva de fadiga (Figura 27), é possível constatar que o AB8 C RTFOT apresenta uma vida de fadiga maior que o AB8 A RTFOT, apesar de demonstrar pelos resultados dos outros ensaios que era mais rígido. Como observado anteriormente, ligantes modificados por borracha podem apresentar divergências durante a análise reológica devido à presença e heterogeneidade dos grânulos de borracha. Porém, entre os ligantes convencionais, o 30/45 A RTFOT demonstrou maior resistência à fadiga mesmo apresentando maior rigidez. É esperado que um ligante menos rígido ou envelhecido apresente maior número de ciclos até a ruptura (Gulzar *et al.*, 2024), porém, alguns trabalhos apresentaram ligantes mais rígidos com maior resistência à fadiga pelos resultados do ensaio de LAS (Chaves *et al.*, 2024). O ensaio de LAS, já normatizado no Brasil, não é um ensaio aceito internacionalmente como o mais adequado para verificação da susceptibilidade a fadiga de ligantes asfálticos, devido a críticas quanto às premissas adotadas na análise (Freire *et al.*, 2015; Garcia *et al.*, 2020; Klug *et al.*, 2022).



(a)



(b)

Figura 27 – Curva característica de fadiga dos ligantes (a) 30/45 A RTFOT e 30/45 B RTFOT (testes realizados a 19°C) e (b) AB8 A RTFOT, AB8 B RTFOT e AB8 C RTFOT (testes realizados a 15°C)

Através do modelo de fadiga derivado das Curvas de Wöhler expresso pela equação  $Nf = A(Def)^B$ , é possível encontrar os parâmetros A e B, sendo Nf o número de ciclos até a ruptura, Def a deformação aplicada, e A e B são parâmetros das curvas de fadiga do modelo VECD, sendo A a integridade do material frente ao dano acumulado, e B, a sensibilidade do ligante ao aumento no nível de tensão (Delgado Jojoa et al., 2018). Os parâmetros estão expostos na Tabela 6, bem como as respectivas temperaturas de ensaio de cada ligante.

Tabela 6 – Temperatura do ensaio LAS e parâmetros A e B obtidos através do modelo VECD

Ligante após RTFOT	Temperatura (°C)	A	B
30/45 A	19,0	417.107	-3,18
30/45 B	19,0	45.572	-3,21
AB8 A	15,0	25.307.055	-3,81
AB8 B	15,0	1.967.988	-3,17
AB8 C	15,0	5.294.378	-3,31

Os cinco ligantes apresentaram susceptibilidade à deformação por fadiga similares através do parâmetro B, ligado a inclinação da curva. Quanto à integridade do material diante do dano, representada pelo parâmetro A, os ligantes convencionais confirmaram menor resistência à fadiga.

## 5.2. Agregados

### 5.2.1 Coleta e caracterização física

Os agregados foram coletados diretamente nas pilhas da usina, considerando três tamanhos para serem caracterizados e utilizados na composição das misturas asfálticas: Brita 1 (Figura 28(a)), Pedrisco (Figura 28 (b)) e Pó de Pedra (Figura 28 (c)) para o Agregado A e Brita 1 (Figura 29 (a)), Brita 0 (Figura 29 (b)), Pedrisco (Figura 29 (c)), Pó de Pedra (Figura 29 (d)) e Calcário (Figura 29 (e)) para o Agregado B. A Figura 30 ilustra as pilhas em que os agregados foram coletados e o processo de coleta. Antes da coleta, foram retiradas amostras de diversos níveis da pilha e homogeneizados para reduzir a coleta de material segregado e não reprodutivo dos agregados. Os agregados foram coletados em sacos.



Figura 28 – Agregados A: (a) Brita 1, (b) Pedrisco e (c) Pó de pedra

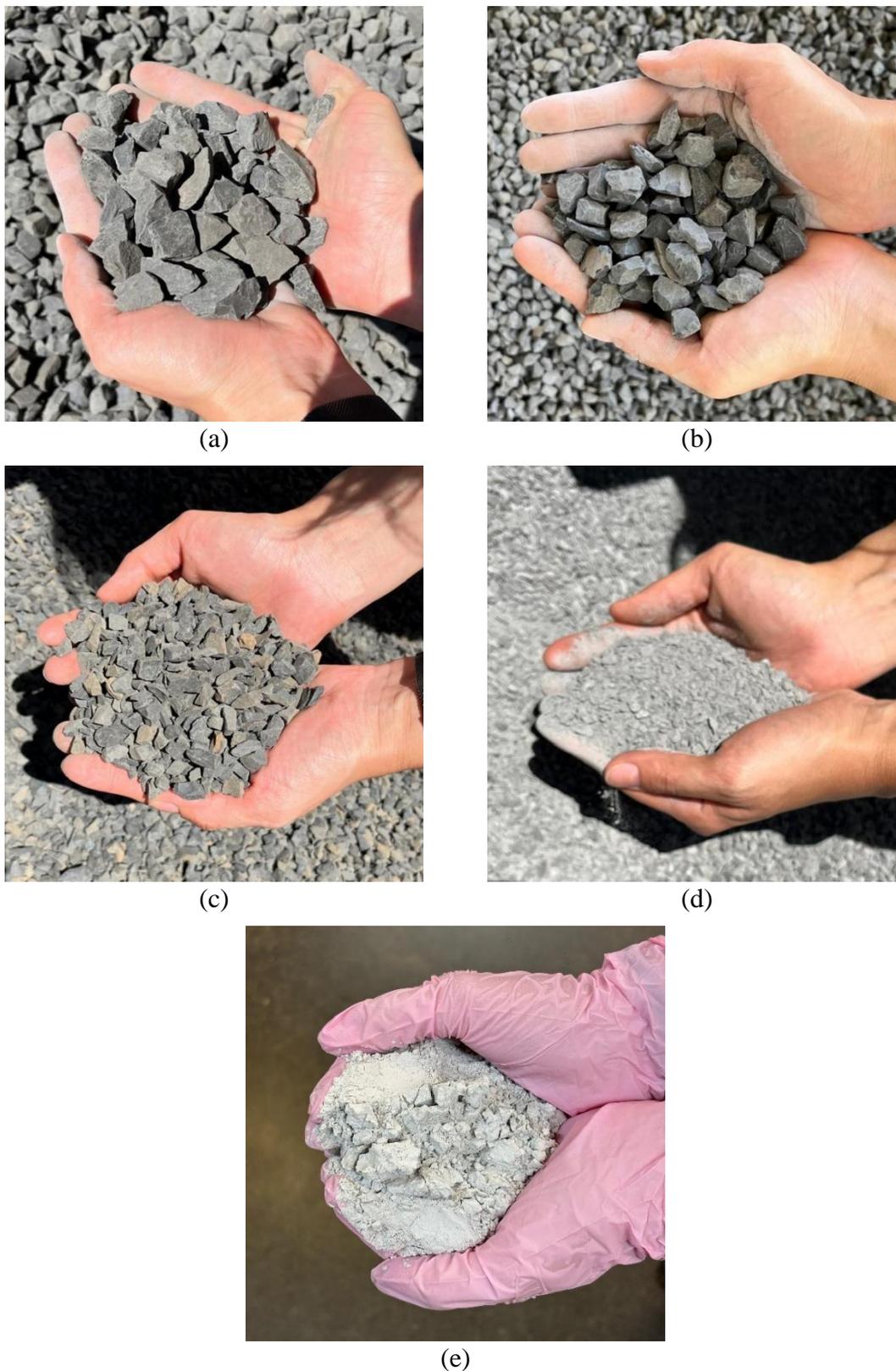


Figura 29 – Agregado B: (a) Brita 1, (b) Brita 0, (c) Pedrisco, (d) Pó de Pedra e (e) Calcário



(a)



(b)



(c)

Figura 30 – Coleta dos agregados: (a) Pilhas na Usina A, (b) Pilhas na Usina B e (c) Coleta em sacos

Em laboratório, os sacos foram despejados em uma lona e homogeneizados. Após a homogeneização, foi feita a redução de amostras por meio do método B da norma DNER PRO 199/96. Ainda assim, cada saco ficou com aproximadamente 25 kg. Para reduzir as amostras de cada saco em amostras menores para a realização de ensaios de caracterização, as amostras foram reduzidas pelo método A, utilizando separador mecânico com 16 calhas. A Figura 31 apresenta o procedimento.



(a)

(b)

Figura 31 – Redução de amostras em laboratório: (a) homogeneização e (b) quarteamento

Após a redução das amostras, os agregados foram caracterizados por meio de ensaios convencionais realizados de acordo com os padrões normativos, para obtenção das seguintes propriedades:

- Análise granulométrica de agregados finos e graúdos (DNIT 412/2019 – ME);
- Massa específica e absorção de agregados finos (ARTERIS T84/2022);
- Massa específica e absorção de agregados graúdos (ARTERIS T85/2022);
- Partículas chatas, alongadas ou chatas e alongadas no agregado graúdo (ARTERIS D4791/2022);
- Solo ou agregado miúdo – determinação de equivalente de areia (ABNT NBR 12052:1992);
- Determinação da resistência à abrasão Los Angeles (ABNT NBR 6465:2001).

A análise granulométrica consiste na determinação da proporção de cada tamanho de agregado na amostra por peneiramento. Foram utilizadas peneiras de malha quadrada de diversos tamanhos, seguindo uma série padronizada recomendada na norma. A Tabela 7 e Figura 32 apresentam os resultados obtidos na análise granulométrica para cada tamanho do agregado. Os demais ensaios de caracterização física dos agregados estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 7 – Granulometria por fração para os agregados A e B

Abertura da peneira	Tamanho (mm)	Porcentagem passante (%)							
		Agregado A			Agregado B				
Malha	Tamanho (mm)	Brita 1	Pedrisco	Pó de Pedra	Brita 1	Brita 0	Pedrisco	Pó de Pedra	Calcário
1 1/2"	38.0	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%
1"	25.0	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%
3/4"	19.0	99.0%	100.0%	100.0%	96.4%	99.9%	100.0%	100.0%	100.0%
5/8"	16.0	84.8%	100.0%	100.0%	60.8%	97.5%	100.0%	100.0%	100.0%
1/2"	12.5	39.5%	99.6%	100.0%	6.4%	56.7%	100.0%	100.0%	100.0%
3/8"	9.5	5.6%	88.4%	100.0%	1.4%	10.8%	100.0%	100.0%	100.0%
No. 4	4.8	0.3%	22.8%	100.0%	0.2%	0.2%	12.4%	96.0%	100.0%
No. 10	2.0	0.3%	2.5%	76.6%	0.1%	0.2%	0.6%	47.8%	100.0%
No. 40	0.42	0.3%	1.2%	40.8%	0.0%	0.1%	0.1%	11.3%	98.0%
No. 80	0.18	0.3%	0.9%	25.4%	0.0%	0.1%	0.1%	3.7%	90.0%
No. 200	0.075	0.3%	0.5%	14.5%	0.0%	0.1%	0.1%	0.0%	73.0%

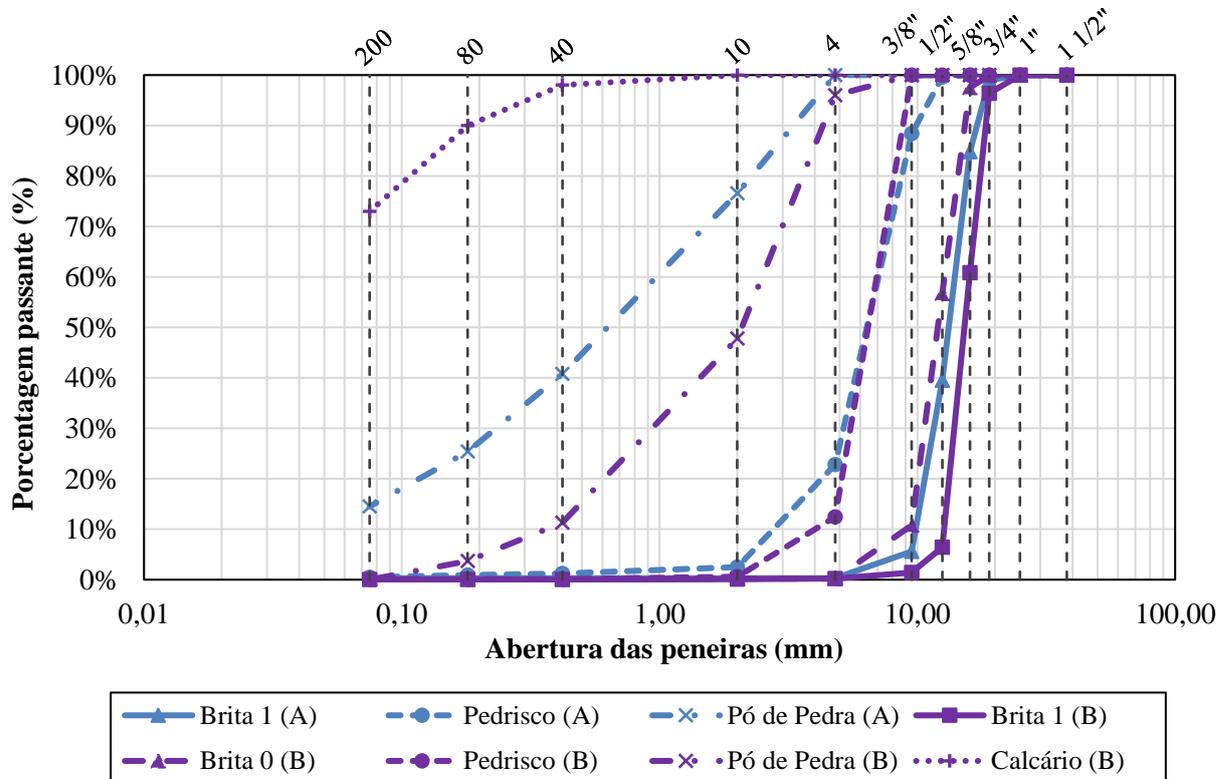


Figura 32 – Distribuição granulométrica de cada uma das frações para os agregados A e B

Tabela 8 – Caracterização física dos agregados A e B

Ensaio	Resultados								Limites	
	Agregado A			Agregado B						
	Brita 1	Pedrisco	Pó de Pedra	Brita 1	Brita 0	Pedrisco	Pó de Pedra	Calcário		
Equivalente de areia (%)	-	-	72,0					80	≥ 60	
Abrasão Los Angeles (%)		23,0			16,0				≤ 45	
% 3:1		5,6			9,0				≤ 20	
	% 5:1		0,2		2,0				≤ 10	
Massa esp. (g/cm <sup>3</sup> )	Real	2,702	2,757	2,745	2,968	2,966	2,983	2,968	2,718	-
	Aparente	2,699	2,703	2,710	2,897	2,890	2,895	2,759	2,718	-

### 5.2.2 Análise granulométrica e caracterização de forma por imagens

As características de forma de agregados para misturas asfálticas são importantes para garantir a trabalhabilidade e resistência ao cisalhamento, além de interferir na energia de compactação. É desejável que os agregados apresentem forma irregular, angularidades e forma cúbica para garantir o intertravamento dos grãos.

A avaliação de forma dos agregados pode ser feita pelo meio de paquímetro (DNIT ME 425/2020), por meio da classificação de partículas em achadas e alongadas (DNIT ME 429/2020), ou outros métodos. Entretanto, os métodos citados são trabalhosos, demorados e apresentam alguma influência do operador. Para otimizar a análise, o *Aggregate Image Measurement System* (AIMS) é um equipamento que utiliza processamento digital de imagem (PDI) para avaliação da forma, textura e angularidade e foi desenvolvido especialmente para agregados para misturas asfálticas, descrito na norma DNIT ME 432/2020.

Outro método de avaliar a morfologia e o tamanho das partículas é por meio da análise de imagens dinâmicas, utilizando um equipamento óptico-eletrônico. No seu funcionamento a amostra é transportada para zona de medição, por meio de um alimentador vibratório onde as partículas caem por uma área com uma fonte de luz LED (90 Hz) e duas câmeras digitais captam as imagens, sendo processadas pelo software do equipamento. As imagens captadas pelas câmeras (mais de 60 imagens por segundo) são combinadas por meio de algoritmos que analisam as imagens e transformam as informações em dados numéricos de tamanho e forma de partículas. A Figura 33 apresenta uma

ilustração do equipamento. Esse método é vantajoso pois é rápido, com pouca influência do operador e não exige o fracionamento do material em peneiras antes da avaliação.

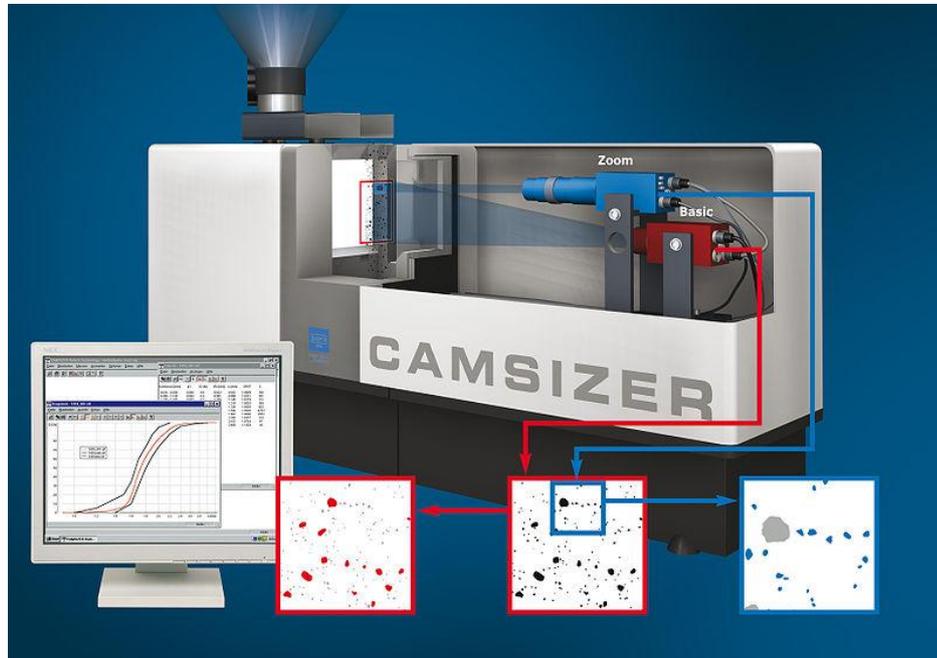


Figura 33 – Ilustração do equipamento e procedimento de avaliação de forma por análise dinâmica de imagens (Fonte: Retsch Technology, 2021)

As características de forma e a granulometria dos todos os agregados utilizados na pesquisa foram avaliadas por análise de imagens dinâmicas no equipamento da marca Retsch, modelo CamSizer L, no Laboratório de Caracterização Tecnológica (LCT-PMI-EPUSP). A análise foi conduzida com amostras secas e as partículas foram inseridas em um funil para alimentar o equipamento por gravidade em uma calha vibratória, para garantir a dispersão das partículas. Durante o fluxo livre das partículas, o equipamento coleta as imagens das projeções das partículas e as características de forma e tamanho são calculadas. O teste é interrompido automaticamente quando as distribuições de forma e tamanho das partículas não sofre mais alterações com novas partículas. Os parâmetros de forma e o tamanho das partículas é calculado a partir das dimensões das partículas ilustradas na Figura 34.

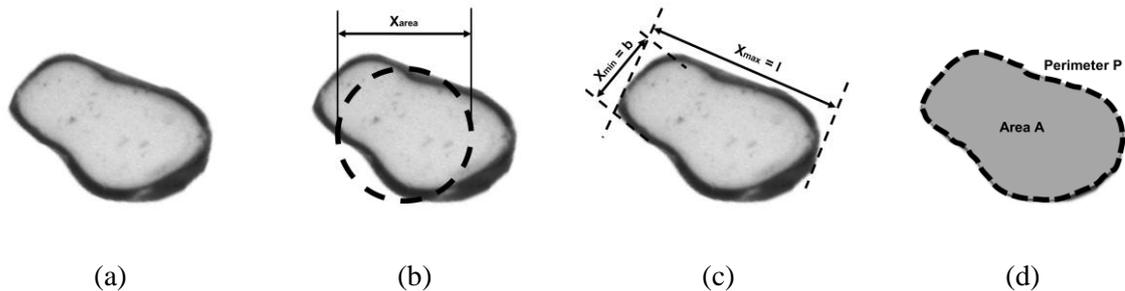


Figura 34 – Definição das dimensões das partículas: (a) partícula; (b) diâmetro a partir do círculo equivalente de mesma área; (c) dimensões máximas e mínimas, e; (d) área e perímetro (Fonte: Mazzoni, 2023)

O tamanho da partícula é definido a partir de  $X_{\text{área}}$  definido na Figura 34 e baseia-se no diâmetro de um círculo com a mesma área da projeção da partícula. Além do tamanho da partícula, os parâmetros de forma das partículas avaliados são a relação de aspecto médio ( $b/l$ ) e esfericidade (SPHT) e eles são calculados de acordo com Eq. 1 e Eq. 2, respectivamente.

$$b/l = \frac{X_{min}}{X_{max}} \quad \text{Eq. 1}$$

$$SPHT = 4 \times \frac{\pi \times A}{P^2} \quad \text{Eq. 2}$$

A relação de aspecto médio ( $b/l$ ) avalia o quão cúbica a partícula é e quanto mais próximo de 1, mais cúbica a partícula. A relação de aspecto médio está relacionada a forma bidimensional das partículas, isso é, a projeção da partícula em um plano. A esfericidade (SPHT) avalia a angularidade das partículas e quanto mais próximo a zero, mais angular é a partícula. A Figura 35, Figura 36, e Figura 37 apresentam a distribuição granulométrica pelo CamSizer, a relação de aspecto médio e a esfericidade, respectivamente.

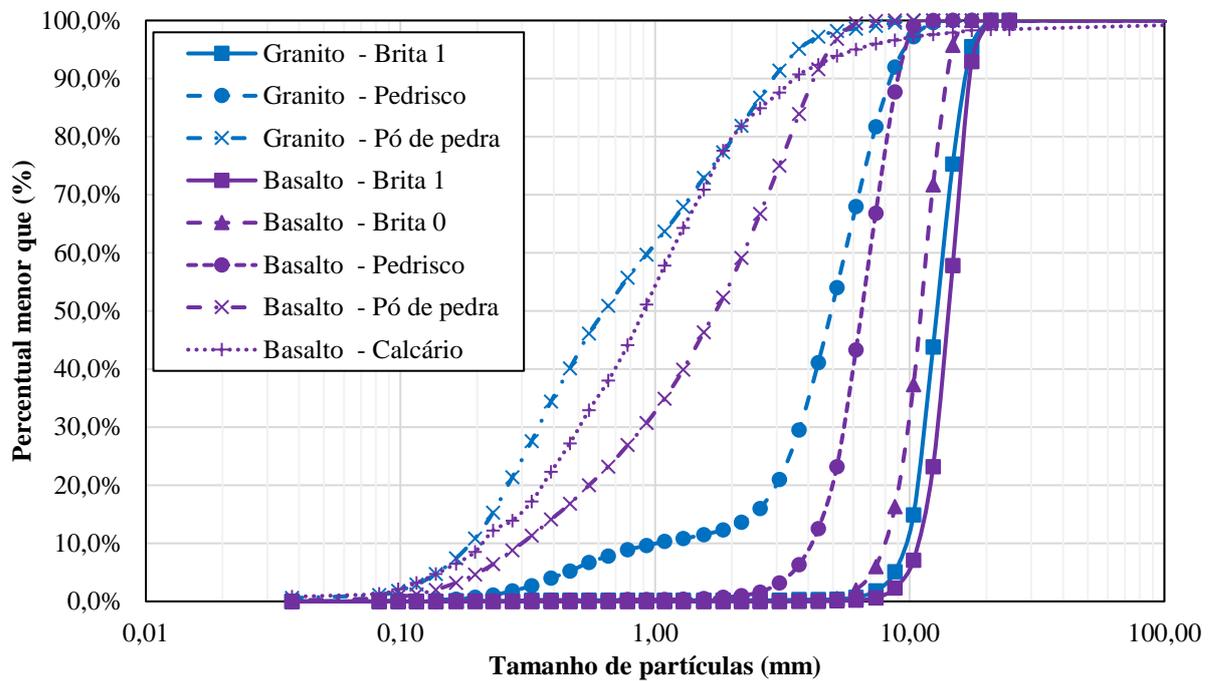


Figura 35 – Distribuição granulométrica por análise dinâmica de imagens

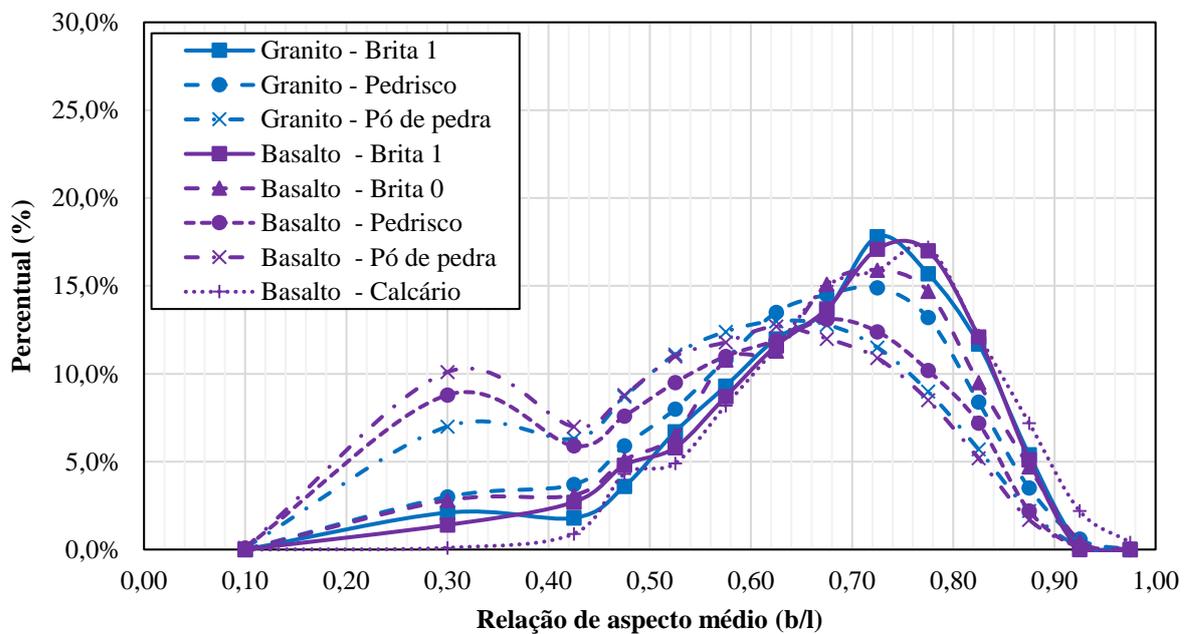


Figura 36 – Distribuição do parâmetro de forma de relação de aspecto médio

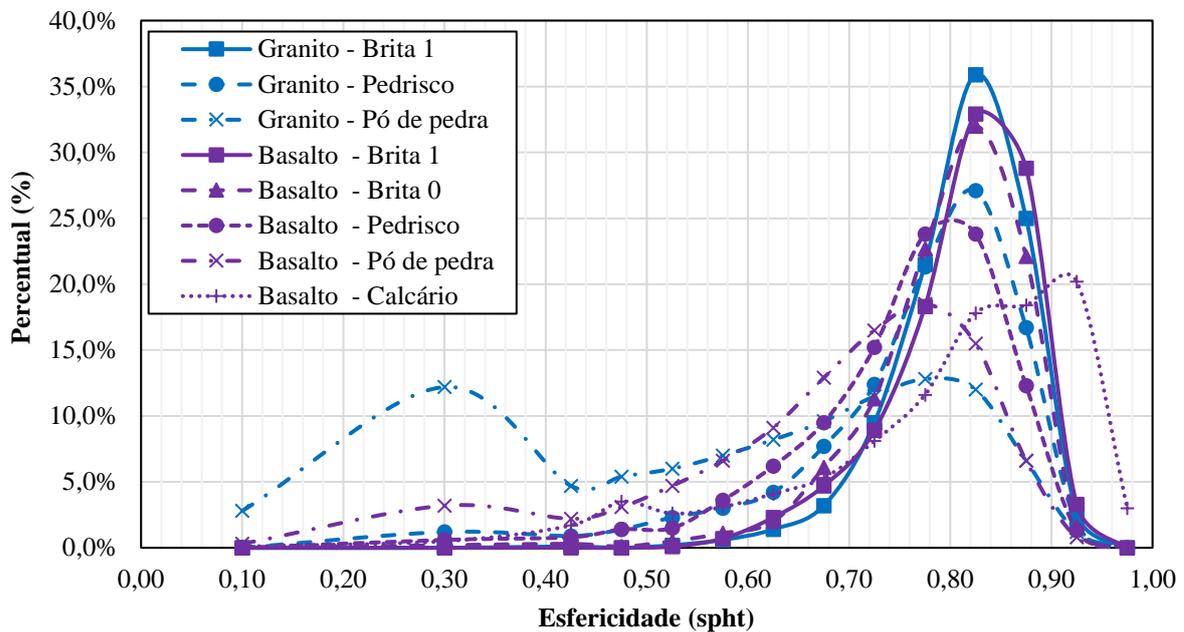


Figura 37 – Distribuição do parâmetro de forma de esfericidade

A distribuição granulométrica apresentada na Figura 35 é vantajosa pois permite a análise dos tamanhos de partículas tanto no intervalo das peneiras quanto abaixo da peneira N.200, logo a curva fica mais completa. Entretanto, vale ressaltar que as granulometrias obtidas por esse método se diferem das granulometrias obtidas por peneiramento. A análise granulométrica por peneiramento considera a massa retida entre peneiras e inclui, indiretamente, em seu cálculo a massa específica do agregado. Já para a análise dinâmica de imagens considera-se a quantidade de partículas em cada intervalo e em intervalos mais curtos.

A relação de aspecto médio apresentada na Figura 36 mostra que as frações com os maiores agregados apresentam os maiores percentuais de partículas mais cúbicas, pois os agregados Granito – Brita 1, Granito – Pedrisco, Basalto – Brita 1 e Basalto - Brita 0 apresentam entre 30% e 40% das partículas com relação de aspecto médio entre 0,7 e 0,8. Já os agregados menores (Granito – Pó de pedra, Basalto – Pó de pedra e Basalto – Pedrisco), além de um percentual significativo com b/l acima de 0,5, ainda apresentam entre 7,5% e 10% de partículas com b/l em 0,3. Destaca-se ainda que o Basalto – Calcário apresenta mais partículas cúbicas apesar do pequeno tamanho de suas partículas.

Em relação a esfericidade (Figura 37), com exceção do Granito – Pó de pedra, todos os agregados apresentam baixa angularidade, pois concentram-se na esfericidade entre 0,7 a 0,9. Já o Granito – Pó

de pedra concentra-se em duas faixas de esfericidade: aproximadamente 12% de partículas com esfericidade de 0,3 e 0,78, indicando angularidade equilibrada.

### **5.3. Material fresado (RAP)**

#### *5.3.1 Homogeneização e redução de amostras*

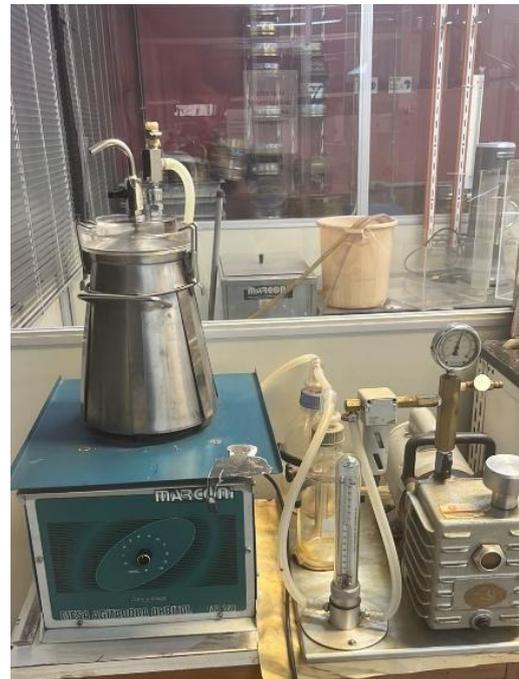
O material fresado (RAP) foi coletado na Usina B e, em laboratório, passou pelo processo de homogeneização e redução de amostras conforme procedimento descrito no item 5.2.1 (p.59). Após o procedimento de redução, as amostras foram submetidas aos testes para determinação da densidade relativa máxima medida, de extração do ligante asfáltico e de granulometria, a fim de caracterizar o material, e que são descritos nos itens subsequentes.

#### *5.3.2 Densidade relativa máxima medida*

A densidade relativa máxima medida (Gmm) foi obtida experimentalmente utilizando o método de Rice descrito na norma DNIT ME 427/2020. Para a determinação da Gmm, utilizou-se, pelo menos, 1500 g de RAP. O primeiro passo consistiu na determinação da massa do recipiente (kitassato metálico) cheio com água destilada ( $M_B$ ), ilustrado na Figura 38 (a). Em seguida, removeu-se a água e acrescentou o RAP em temperatura ambiente no recipiente e determinou-se a massa do conjunto ( $M_A$ ). Em seguida, foi adicionada água destilada em quantidade suficiente para que o seu nível final estivesse, aproximadamente, 5 cm acima da amostra. Em seguida, o recipiente foi posicionado sobre o dispositivo de agitação mecânica (Figura 38 (b)), e deu-se início ao procedimento de remoção de ar da amostra a partir da aplicação de pressão de vácuo. Esta etapa teve uma duração de aproximadamente 15 minutos. Após esse tempo, a agitação mecânica foi interrompida e a pressão de vácuo reduzida gradativamente.



(a)



(b)

Figura 38 – Determinação da massa específica máxima medida: (a) recipiente metálico, e (b) agitação mecânica e aplicação de vácuo para remoção de ar da amostra

Após a remoção completa do vácuo, o volume do recipiente foi preenchido com água destilada, cuidadosamente para evitar a formação de bolhas de ar na amostra. Por fim, mediu-se a massa do recipiente contendo a amostra e água ( $M_C$ ) e a temperatura da água para obter a sua massa específica àquela temperatura ( $\gamma$ ). A  $G_{mm}$  é obtida a partir da Eq. 3:

$$G_{mm} = \frac{M_A}{M_A + M_B + M_C} \times \gamma \quad \text{Eq. 3}$$

O ensaio empregado às amostras de fresado seguiu a norma ASTM D2041 (2019), amplamente utilizado no controle de qualidade dos materiais asfálticos. A  $G_{mm}$  do material fresado obtida foi de 2,654.

### 5.3.3 Extração do ligante asfáltico

Para a extração e separação parcial entre o solvente tetracloroetileno e o ligante asfáltico foi utilizado *Asphalt Analyzer Rubber*, apresentado na Figura 39, da marca *infraTest Prüftechnik GmbH*, em conformidade à normativa da ASTM D8159 (2019).

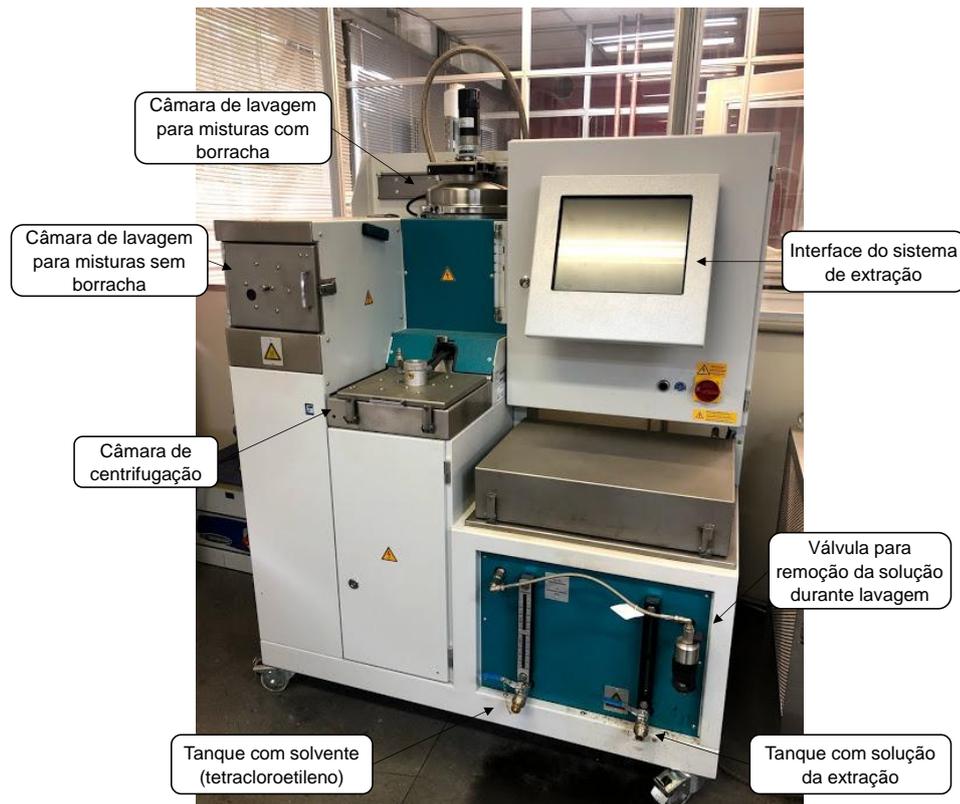


Figura 39 – Componentes do equipamento de extração automatizada *Asphalt Analyzer Rubber* (Fonte: Pinheiro, 2021)

O equipamento utilizado foi desenvolvido e ajustado para uso exclusivo do solvente tetracloroetileno (ou percloroetileno). O procedimento de extração é apresentado na Figura 40, e seus estágios, em sequência, são descritos a seguir:

- Preparação da amostra, separação dos grumos e resfriamento;
- Inserção da mistura no cilindro de lavagem, revestido lateralmente por uma malha de 0,063 mm;
- Colocação do papel filtro no copo de centrifugação, para retenção do fíler;
- Encaixe do cilindro e do copo nas câmaras de lavagem e centrifugação, respectivamente;
- Início do processo de extração, com ciclos de lavagem e secagem da amostra;

- Ao final, obtenção da solução de solvente mais ligante extraído.

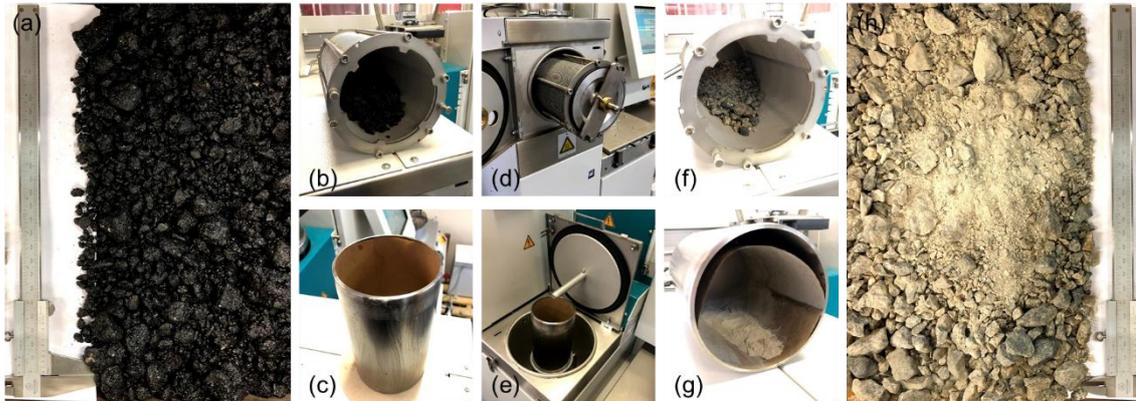


Figura 40 – Esquema do procedimento de extração automatizada de misturas asfálticas: (a) mistura antes da extração; (b) mistura no cilindro de lavagem; (c) copo de centrifugação com filtro; (d) inserção do cilindro na câmara de lavagem; (e) inserção do copo na câmara de centrifugação; (f) cilindro após extração; (g) copo após extração e (h) mistura após extração (Fonte: Pinheiro, 2021)

Por se tratar de um ligante asfáltico com um grau de envelhecimento elevado, foram efetuados 8 ciclos de lavagem, seguidos de 8 ciclos de secagem. O ciclo de lavagem do equipamento consiste na inserção do solvente na câmara de lavagem a aproximadamente 92°C. Já, o ciclo de secagem é responsável pela drenagem do solvente das câmaras e tem início logo após o término de todos os ciclos de lavagem. Para ambos os casos, um ciclo tem um período de imersão da amostra de 60 segundos. Considerando essas configurações definidas, o tempo de uma extração completa é de aproximadamente 50 minutos. Para determinação do teor de ligante, emprega-se a Eq. 4, sendo necessárias cinco determinações de massa: do cilindro de lavagem vazio e com a amostra ( $P1$  e  $P2$ , respectivamente); do copo de centrifugação com filtro ( $P3$ ); do cilindro de lavagem após extração ( $P4$ ); e do copo de centrifugação após extração ( $P5$ ).

$$\text{Teor de ligante (\%)} = 100 \times \frac{(P2 - P1) - [(P4 - P1) + (P5 - P3)]}{(P2 - P1)} \quad \text{Eq. 4}$$

Após a condução do procedimento de extração automatizado, obteve-se um teor de ligante asfáltico presente no RAP de 4,30%.

### 5.3.4 Curva granulométrica

As amostras de RAP foram também submetidas ao processo de peneiramento, para a determinação das respectivas curvas granulométricas, conforme a norma DNIT ME 412 (2019). A determinação da curva granulométrica representativa do material antes e após a extração do ligante é importante, pois é a granulometria que será adotada para a preparação de um conjunto de amostras no presente estudo. A curva granulométrica após a extração do ligante, por sua vez, oferece um indicativo de como a granulometria irá variar à medida que o ligante asfáltico do RAP for ativado, condição também considerada na pesquisa. Isso porque grande parte dos agregados presentes nos materiais fresados são na verdade grumos formados por ligante asfáltico e partículas menores de agregado, conforme ilustrado na Figura 41.

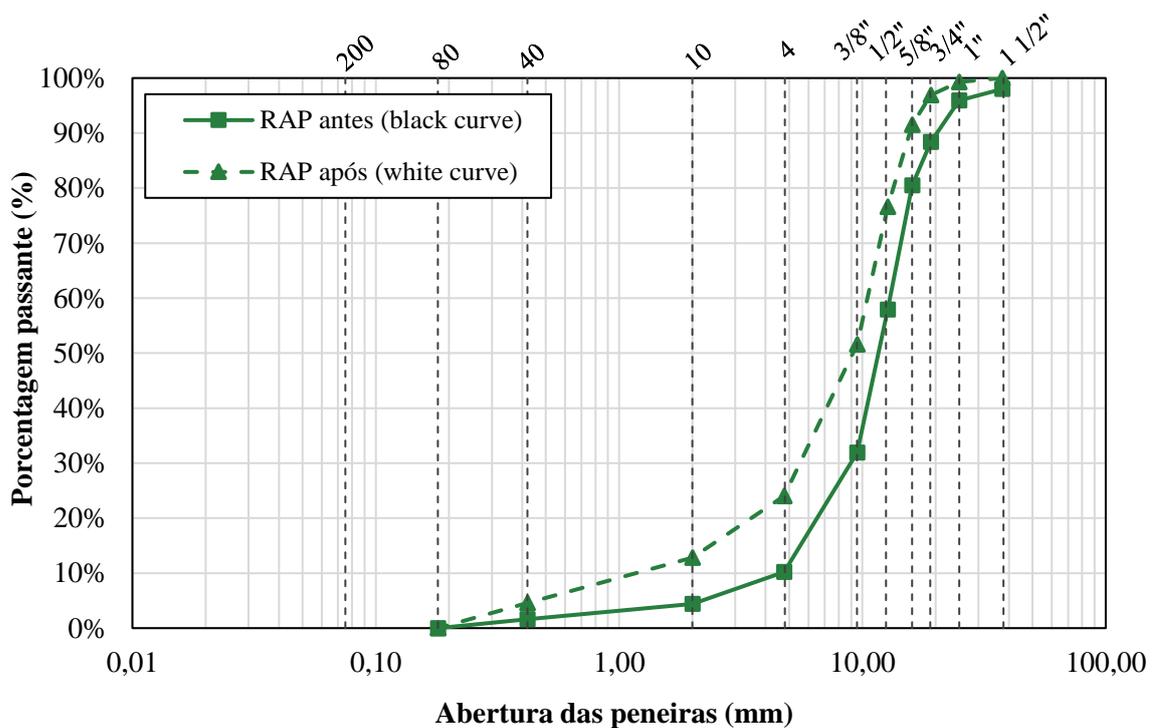


Figura 41 – Curvas granulométricas antes (“Black Curve”) e após a extração (“White Curve”)

## 6. COMPARAÇÃO DO SUPERPAVE 4 E SUPERPAVE 5

Essa etapa da pesquisa consiste na comparação entre os métodos de dosagem Superpave 4 e Superpave 5. O Superpave 4 é o método de dosagem volumétrico que foi desenvolvido durante o programa de pesquisa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) e detalhado no item 3.4 (p.22)

deste relatório. O método foi desenvolvido nos Estados Unidos para substituir o método tradicional de dosagem Marshall, pois diversas rodovias estavam apresentando defeitos de deformação permanente precocemente.

A dosagem Superpave apresenta teores de ligante de projeto mais baixo do que a dosagem Marshall (Leandro, 2016). Logo, as misturas asfálticas dosadas pelo Superpave tendem a apresentar uma satisfatória resistência à deformação permanente, o que demonstra que o método conseguiu solucionar o principal problema enfrentado na época. Entretanto, em alguns casos, o baixo teor de ligante dificultava a compactação, o que tornava as misturas asfálticas mais suscetíveis aos problemas relacionados à durabilidade (FHWA, 2010; Prowell; Brown, 2007).

Os métodos de dosagem Marshall e Superpave projetam misturas asfálticas assumindo o volume de vazios de 4%. Em campo, as misturas asfálticas são compactadas com, aproximadamente, 7% de volume de vazios e assume-se que o tráfego irá compactar os 3% excedentes. Entretanto, diversas pesquisas mostram que o volume de vazios em campo, mesmo após 6 anos da construção, ainda é mais alto do que o projetado, isso é, maior do que 4% (Marasteanu, 2022). O excesso de vazios na mistura asfáltica é prejudicial porque aumenta a oxidação da mistura asfáltica e diminui a sua durabilidade.

O método de dosagem LCPC usa como alvo o volume de vazios de 5% e, em campo, compacta a mistura asfáltica com os mesmos 5% de volume de vazios da dosagem. Inicialmente, o programa SHRP considerou adotar uma configuração de volumes de vazio de projeto e de compactação em pista semelhante ao LCPC para o desenvolvimento do Superpave. Entretanto, para facilitar a implementação do novo método e aumentar a aceitação, optou-se por seguir o padrão do método Marshall (HUBER, 2019).

Nos Estados Unidos, atualmente, as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave estão apresentando problemas relacionados à durabilidade. Assim, diversas alternativas para corrigir tal problemas estão sendo propostas e testadas, entre elas, a modificação do método tradicional Superpave para um método alternativo, nomeado como Superpave 5. O Superpave 5 foi desenvolvido pelo Indiana DOT e pela Universidade de Purdue, e suas principais diferenças são: (i) volume de vazios de projeto de 5% e (ii) compactação de campo com 5% de volume de vazios.

Em laboratório, Hekmatar et al. (2015) dosou misturas asfálticas seguindo a metodologia Superpave 4 (tradicional Superpave) e aplicando as modificações para o Superpave 5. Os autores compararam

alterações de comportamento mecânico e desempenho por meio de ensaios de módulo dinâmico e de *Flow Number*. Para o Superpave 4 (SPV4), os corpos de prova foram compactados com 7% de volume de vazios, enquanto para o Superpave 5 (SPV5), foram compactados com 5% de volume de vazios e em diferentes números de giros, respeitando o teor de ligante obtido nos diferentes métodos de dosagem. Em todos os cenários, as misturas dosadas pelo SPV4 apresentavam rigidez similar ou mais baixa do que as misturas SPV5 e, as deformações apresentadas pelas misturas SPV4 foram similares ou maiores do que as misturas SPV5.

Para avaliar o comportamento de campo, Huber (2019) relata que, em 2013, foi construída a primeira de três seções de teste e, após cinco anos, comparou-se o desempenho entre as misturas SPV4 e SPV5. A comparação do envelhecimento foi feita por meio da temperatura de PG dos ligantes recuperados das misturas asfálticas de campo. A mistura SPV4 apresentou PG 100-16,2 e a mistura SPV5 apresentou PG 94-21, indicando menor envelhecimento. Consequentemente, as misturas SPV5 apresentaram poucas trincas superficiais, enquanto as misturas SPV4 já apresentavam extensas trincas em bloco. A resistência à deformação permanente foi avaliada por meio do perfil longitudinal e apresentou bom desempenho em ambas as misturas (Huber, 2019). Os resultados apresentados por Hekmatar et al. (2015) e Huber (2019) demonstram que as alterações no método de dosagem foram benéficas para o desempenho das misturas asfálticas.

Além da mudança no volume de vazios de projeto de 4% para 5% entre o SPV4 para o SPV5, os métodos ainda apresentam outras diferenças. Para manter o teor de ligante, o VAM (volume de vazios no agregado mineral) é aumentado em 1% em relação aos valores atuais recomendados pela norma AASHTO M323 (2022). Outra mudança bastante importante é no esforço de compactação por meio do número de giros de projeto (*N<sub>design</sub>*). Para o Superpave 5, é necessário reduzir o número de giros de projeto para permitir a compactação no local com 5% de vazios e garantir que a resistência à deformação permanente não seja comprometida. Consequentemente, foi constatado que as misturas asfálticas projetadas atualmente com 125, 100 ou 75 giros (Superpave 4), devem ser compactadas com 70, 50 ou 30 giros, respectivamente, no método de projeto de mistura Superpave 5 (Tram et al. 2019).

Por fim, a literatura recomenda que a granulometria da mistura asfáltica seja o mais próximo possível da granulometria de densidade máxima. Essa granulometria aumenta a estabilidade e reduz o VAM. Entretanto, o volume de vazios reduz e é necessário garantir um volume de ligante que seja suficiente para garantir a durabilidade (Bernucci et al., 2022). Dessa forma, aumenta-se a compactabilidade das

misturas durante a aplicação em campo para garantir a mesma densificação de projeto em campo. A Tabela 9 apresenta as principais diferenças entre os métodos de dosagem SPV4 e SPV5.

Tabela 9 – Principais diferenças entre a metodologia Superpave 4 e Superpave 5

Parâmetro	Superpave 4	Superpave 5	Observações		
Volume de vazios de projeto (%)	4%	5%	-		
Grau de compactação (%)	93%	95%	A redução do volume de vazios durante a construção melhora a durabilidade da mistura asfáltica		
Volume de vazio no agregado mineral (%)	TMN 19,0 mm	13,0	Aumenta-se o VAM para garantir o mesmo teor de ligante efetivo		
	TMN 12,5 mm	14,0			
	TMN 9,5 mm	15,0			
	TMN 4,75 mm	16,0			
Granulometria	Zona de restrição	Densidade máxima	A alteração na granulometria aumenta a compactabilidade das misturas, o que reduz a necessidade de um alto número de giros.		
	Número de giros de projeto	< 0,30 ESALs		50	30
		0,3 – 3 ESALs		75	50
		3 – 30 ESALs		100	70
		> 30 ESALs		125	70

A partir das diferenças apresentadas na Tabela 9, aplicou-se a metodologia de dosagem Superpave 4 e Superpave 5 para um mesmo agregado na mesma granulometria e mesmo ligante asfáltico para avaliar a diferença no teor de ligante de projeto e no comportamento mecânico das misturas asfálticas obtidas.

### 6.1. Usinagem e compactação das misturas asfálticas

Os materiais utilizados para a produção das misturas asfálticas foram o ligante asfáltico CAP Borracha AB8 (A) caracterizado no item 5.1 (p.48) e os agregados minerais de origem granítica Agregado A da pedreira MBL em Pouso Alegre (MG) apresentados e descritos no item **Erro! Fonte de referência não encontrada.** (p.**Erro! Indicador não definido.**). A faixa granulométrica foi escolhida baseada na especificação ARTERIS ES 027/2022 para o tamanho máximo nominal de 16,0 mm. A Figura 42 apresenta a granulometria obtida e os limites da faixa granulométrica.

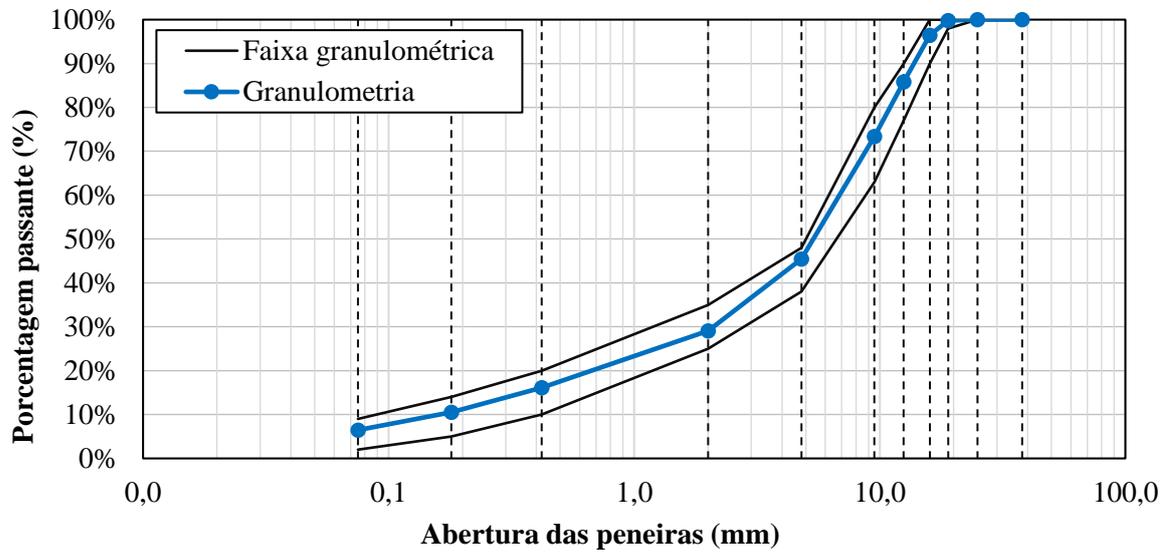


Figura 42 – Curva granulométrica selecionada

A partir da definição da granulometria, foram produzidas as misturas asfálticas para quatro teores de ligante: 4,0%, 4,5%, 5,0% e 5,5%. As misturas asfálticas foram usinadas no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP-EPUSP) utilizando a misturadora de laboratório ilustrada na Figura 43 que simula as condições de produção de uma usina em campo. Os agregados foram aquecidos a 185°C e o ligante asfáltico modificado por borracha foi adicionado a mistura a 175°C.

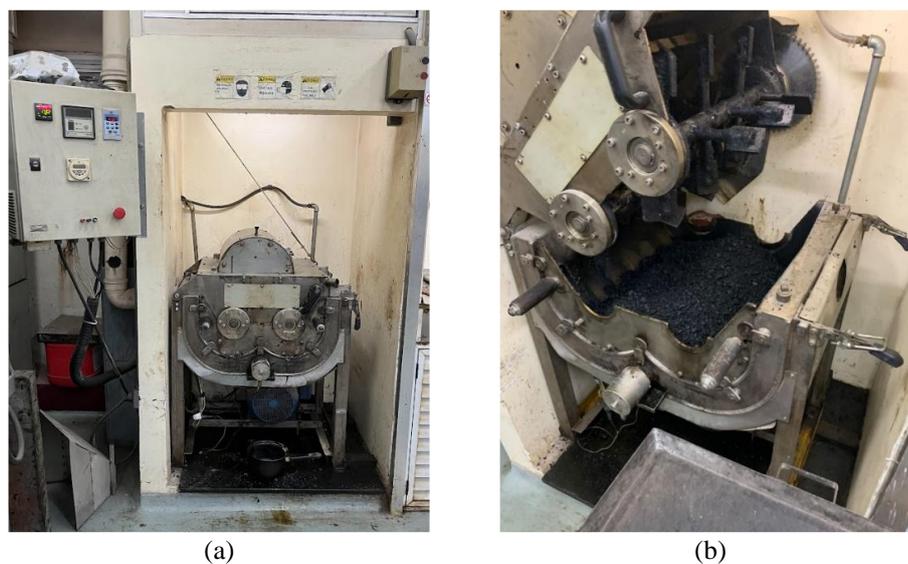


Figura 43 – Misturadora de laboratório (LTP-EPUSP): (a) visão geral e (b) interior logo após o procedimento de usinagem

Após a usinagem, a mistura asfáltica foi quarteada e separada em bandejas com 4750 g (massa por corpo de prova). As bandejas foram levadas para a estufa na temperatura de compactação (160°C) por 2 horas para simular o envelhecimento de curto prazo. Após envelhecimento em estufa, foram compactados dois corpos de prova com 125 giros (metodologia Superpave 4) e dois corpos de prova com 70 giros (metodologia Superpave 5) para cada teor de ligante, utilizando o Compactador Giratório Superpave adquirido durante o projeto. Vale ressaltar que os quatro corpos de prova foram obtidos a partir de uma mesma usinagem.

Ainda com a mistura asfáltica obtida durante a usinagem, determinou-se a massa específica máxima medida (Gmm) para cada um dos teores de ligante conforme o item 5.2.2 (p.64). Após a determinação da Gmm, é possível obter a massa específica aparente (Gmb) de cada corpo de prova e o volume de vazios, de acordo com o procedimento descrito na norma DNIT ME 428/2020. Para cada corpo de prova, mediu-se a massa seca (Ms), a massa submersa aguardando até 4 minutos para estabilização (Msub), e a massa na condição de superfície saturada seca (Msss), obtida em até 30 segundos após o corpo de prova ser removido da imersão. A massa específica aparente (Gmb) da mistura em cada teor de ligante foi calculada a partir da média da Gmb obtida para o par de corpos de prova, determinada a partir da Eq. 5:

$$Gmb = \frac{M_s}{M_{SSS} \times M_{Sub}} \times 0,9971 \quad \text{Eq. 5}$$

A Tabela 10 apresenta os valores obtidos de massa específica aparente (Gmb), massa específica máxima medida (Gmm) e volume de vazios (Vv) obtidos para cada teor de ligante (4,0%, 4,5%, 5,0% e 5,5%) e para as duas condições de compactação (70 e 125 giros).

Tabela 10 – Massa específica aparente, massa específica máxima medida e volume de vazios

Condição de compactação	Teor de Ligante	Gmb (g/cm³)	Gmm (g/cm³)	Vv (%)
<b>125 giros</b> <b>(Superpave 4)</b>	4.0%	2.372	2.514	5.6
	4.5%	2.382	2.489	4.3
	5.0%	2.403	2.479	3.5
	5.5%	2.404	2.471	3.4
<b>70 giros</b> <b>(Superpave 5)</b>	4.0%	2.350	2.514	6.5
	4.5%	2.380	2.489	4.4
	5.5%	2.402	2.471	3.5

Com os resultados da massa específica aparente da mistura asfáltica compactada e da massa específica máxima medida, foi possível calcular outros parâmetros volumétricos como os vazios dos

agregados minerais (VAM) e relação betume-vazios (RBV), dados pelas Eq. 6 e Eq. 7, respectivamente.

$$VAM = 100 - \left( \frac{Gmb \times P_{Agregados}}{Gsb} \right) \quad \text{Eq. 6}$$

$$RBV = 100 \times \left( \frac{VAM \times V_v}{VAM} \right) \quad \text{Eq. 7}$$

Sendo VAM os vazios dos agregados minerais,  $P_{Agregados}$  o percentual, em massa, de agregados na mistura,  $Gsb$  a massa específica aparente dos agregados, RBV a relação betume-vazios e  $V_v$  o volume de vazios da mistura asfáltica compactada.

## 6.2. Dosagem das misturas asfálticas

Para a determinação do teor de ligante de projeto, os parâmetros volumétricos calculados ( $Gmb$ ,  $V_v$ , VAM e RBV) foram plotados em função do teor de ligante e estão apresentados na Figura 44 e na Figura 45 para a dosagem Superpave 4 e Superpave 5, respectivamente.

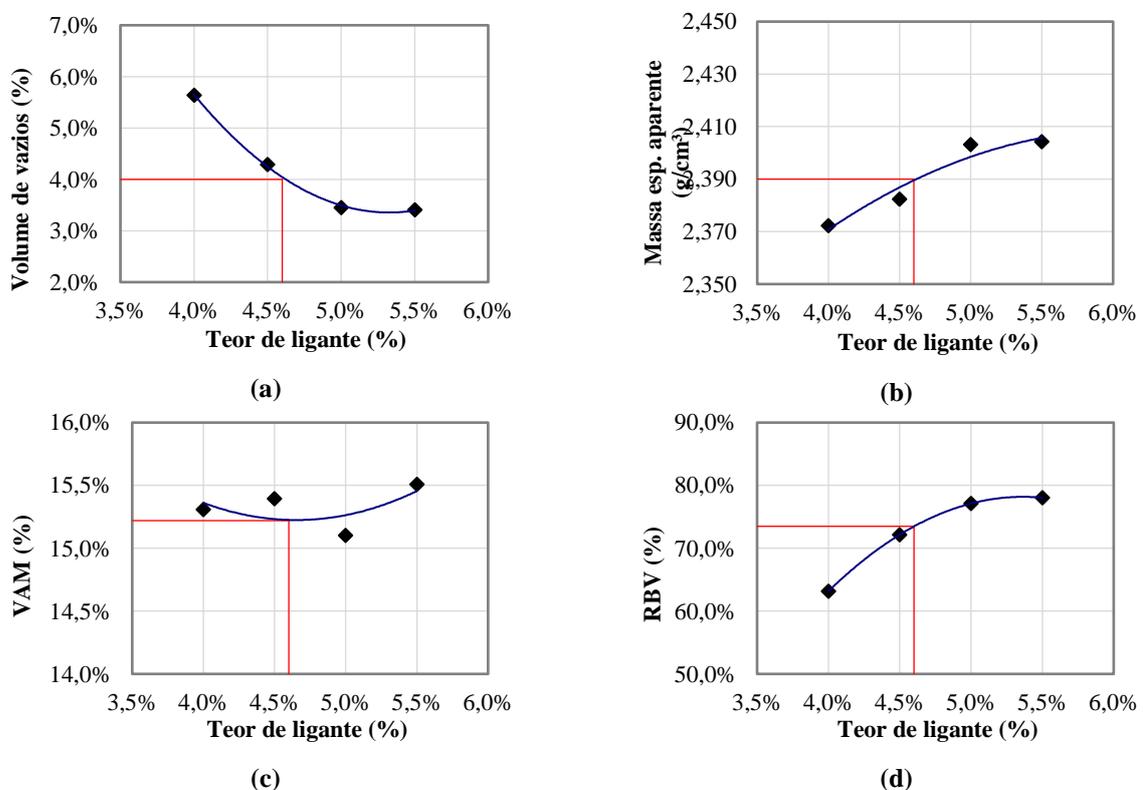


Figura 44 – Parâmetros volumétricos de dosagem Superpave 4 em função do teor de ligante: (a) massa específica aparente, (b) volume de vazios, (c) vazios nos agregados minerais, e (d) relação betume-vazios

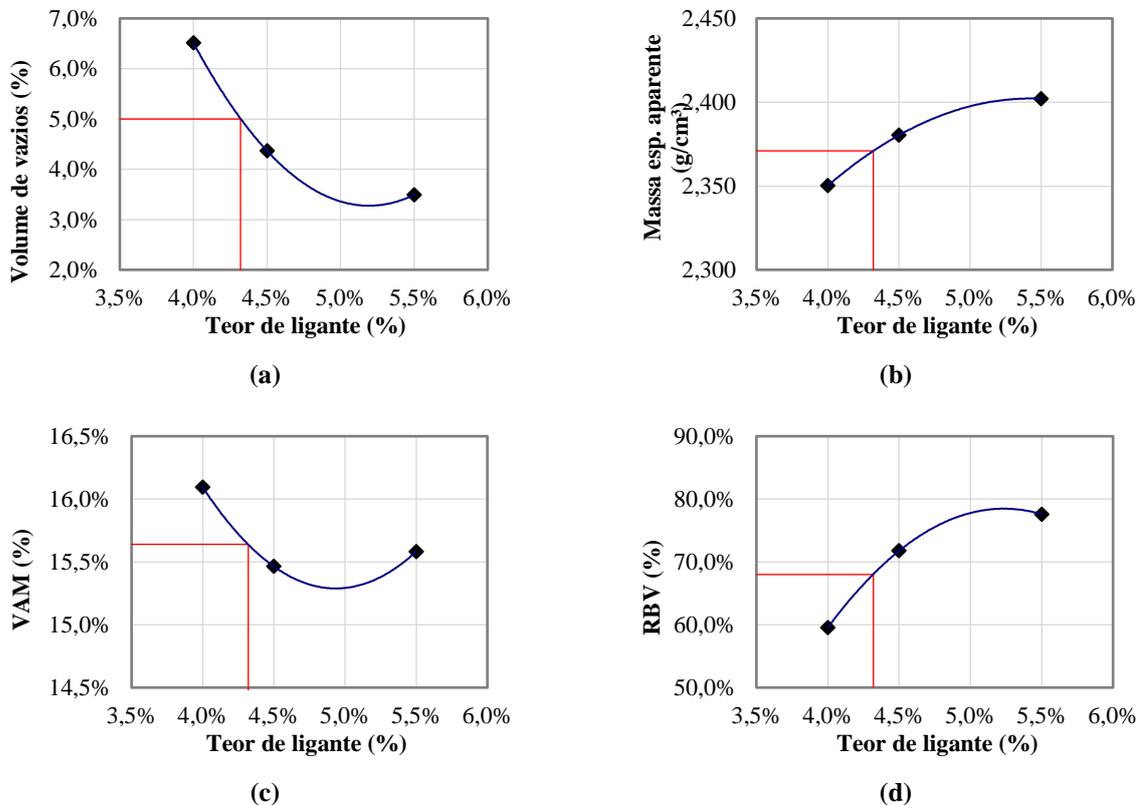


Figura 45 – Parâmetros volumétricos de dosagem Superpave 5 em função do teor de ligante: (a) massa específica aparente, (b) volume de vazios, (c) vazios nos agregados minerais, e (d) relação betume-vazios

O teor de ligante de projeto para a mistura asfáltica dosada pelo método Superpave 4 foi determinado a partir do gráfico apresentado na Figura 44 (a) para o volume de vazios de 4,0%. Logo, o seu teor de ligante de projeto foi de 4,6%. Os parâmetros volumétricos Gmb, VAM e RBV foram obtidos graficamente a partir da Figura 44 (b), da Figura 44 (c), e da Figura 44 (d), respectivamente. Logo, para o teor de ligante de 4,6%, obteve-se a massa específica aparente de 2,390 g/cm<sup>3</sup>, os vazios nos agregados minerais de 15,2% e a relação betume-vazios de 73,5%.

Analogamente, o teor de ligante de projeto para a mistura asfáltica dosada pelo método Superpave 5 foi obtido graficamente a partir da Figura 45 (a), e resultou em 4,3% para o volume de vazios de 5,0%. Para o teor de ligante de 4,3%, a massa específica aparente, os vazios dos agregados minerais e a relação betume-vazios foram obtidos graficamente a partir da Figura 45 (b), Figura 45 (c) e Figura 45 (d), respectivamente. Os valores obtidos foram Gmb = 2,370 g/cm<sup>3</sup>, VAM = 15,6% e RBV = 68,0%.

Os teores de ligante de projeto obtidos para a dosagem Superpave 4 e 5 são próximos, com uma variação de 0,3%. Não é possível afirmar que essa variação seria a mesma para diferentes ligantes, agregados e granulometrias. Cabe ainda ressaltar que, apesar da pequena diferença entre os teores de projeto de ligante de 4,6% (Superpave 4) e 4,3% (Superpave 5), ela ainda representa uma diferença significativa que irá influenciar no comportamento mecânico das misturas asfálticas (Hekmatfar et al., 2015).

### 6.3. Locking point

O *locking point* é um conceito relacionado ao intertravamento dos agregados e é obtido a partir da compactação do corpo de prova em um CGS. O *locking point* é definido como o número de giros em que o esqueleto mineral “trava” e, a partir desse ponto, mais giros irão resultar na degradação dos agregados e pouca compactação adicional (Prowell; Brown, 2007). Para avaliar as características de compactação dos corpos de prova com 70 ou 125 giros, foi comparado o *locking point* de cada par de corpo de prova.

O valor do *locking point* é obtido a partir da curva de compactação e, na presente pesquisa, será considerado o primeiro giro da primeira série de três giros com a mesma altura precedido de duas séries de mesma altura sendo cada uma dela até 0,1 mm mais alta que os três giros de mesma altura (Vavrik; Carpenter, 1998). A Tabela 11 apresenta os valores de *locking point* obtidos para cada um dos corpos de prova e a média para cada teor para a compactação de 125 giros (Superpave 4). Os corpos de prova compactado com 70 giros (Superpave 5) não atingiram o *locking point*.

Tabela 11 – *Locking point* obtido para os corpos de prova compactados com 125 giros

Teor de ligante	CP	<i>Locking Point</i>
4,0%	1	70
	2	80
	<b>Média</b>	<b>75</b>
4,5%	1	73
	2	77
	<b>Média</b>	<b>75</b>
5,0%	1	77
	2	65
	<b>Média</b>	<b>71</b>
5,5%	1	80
	2	82
	<b>Média</b>	<b>81</b>

Os resultados apresentados na Tabela 11 mostram que os corpos de prova com o esqueleto mineral proposto atingem o *locking point* com, aproximadamente, 75 giros. Logo, os corpos de prova com os mesmos agregados e a mesma granulometria compactados com 70 giros não atingiram o *locking point*, o que indica que a mistura asfáltica nessas condições não atingiu a sua densificação máxima e realizar a dosagem dessa forma não seria adequado, pois a sua aplicação em campo poderia resultar em deformação permanente precoce. Portanto, recomenda-se ajustes na granulometria para que o corpo de prova de dosagem atinja a sua densificação máxima com menos de 75 giros.

#### **6.4. Comportamento mecânico: ensaio de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT)**

Para comparar os resultados obtidos de teor de ligante de projeto para a metodologia Superpave 4 e Superpave 5, foi feita uma análise estatística do índice de tolerância ao trincamento para os teores de ligante de 4,6% (SPV4) e 4,3% (SPV5) para verificar se há diferença entre os métodos, considerando o comportamento mecânico das misturas asfálticas. O CT-Index é um dos parâmetros mais utilizados nos Estados Unidos para avaliação da tolerância ao trincamento na aplicação do conceito de BMD em dosagem de misturas asfálticas e é determinado a partir do ensaio de IDEAL-CT/IDT-CT. O ensaio é bastante utilizado devido às seguintes características: (i) amostras simples que não exigem instrumentação, cortes ou colagem; (ii) praticidade, reduzindo a necessidade de treinamento para a rotina de operação; (iii) eficiência e velocidade, testes finalizados em poucos minutos; (iv) uso de equipamento mais baratos; (v) repetibilidade com coeficiente de variação menor que 25%; (vi) boa sensibilidade, capaz de detectar alterações no tipo de ligante, agregados e granulometria; e (vii) boa correlação com o trincamento em campo (Zhou et al, 2017).

O IDEAL-CT/IDT-CT é um ensaio monotônico no qual se aplica um carregamento constante na taxa de 50 mm/min em um corpo de prova cilíndrico com 150 mm de diâmetro, 62 mm de altura e  $7,0 \pm 0,7\%$  de volume de vazios, por meio de um friso de 19 mm de largura e com concavidade de raio de 75 mm. Para a realização do ensaio de IDEAL-CT/IDT-CT no LTP-EPUSP, foi fabricado o friso com tais características como escopo do projeto. O ensaio deve ser realizado até a ruptura do corpo de prova a 25°C, com aplicação de uma carga monotônica com deslocamento de 50 mm/min. Durante o ensaio, registra-se a curva força pelo deslocamento (Figura 46). A norma ASTM D8225-19 descreve o procedimento para a realização do ensaio e o cálculo do índice de tolerância ao trincamento.

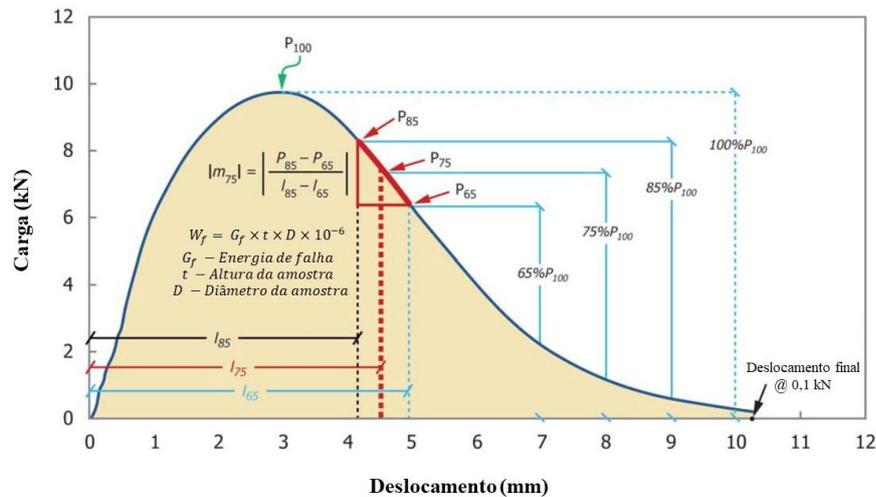


Figura 46 – Curva de carga × deslocamento resultante do ensaio de IDEAL-CT (Fonte: adaptado de ASTM D8225-19)

Para a determinação do CT-Index, calcula-se o trabalho de falha ( $W_f$ ) a partir da área abaixo da curva carga-deslocamento (Figura 46) por meio da regra do quadrângulo, que é dado pela Eq. 8:

$$W_f = \sum_{i=1}^{n-1} \left( (l_{i+1} - l_i) \times P_i + \frac{1}{2} \times (l_{i+1} - l_i) \times (P_{i+1} - P_i) \right) \quad \text{Eq. 8}$$

Sendo  $W_f$  o trabalho de falha,  $P_i$  a carga aplicada no instante  $i$  de aplicação de carga,  $P_{i+1}$  a carga aplicada no instante  $i+1$  de aplicação de carga,  $l_i$  o deslocamento no instante  $i$  e  $l_{i+1}$  o deslocamento no instante  $i+1$ . Após o cálculo de  $W_f$ , é possível calcular a energia até a falha ( $G_f$ ), que é dada pela Eq. 9:

$$G_f = \frac{W_f}{D \times t} \times 10^6 \quad \text{Eq. 9}$$

Sendo  $G_f$  a energia acumulada até a falha,  $D$  o diâmetro da amostra e  $t$  a altura da amostra. Em seguida, calcula-se o CT-Index, que é dado pela Eq. 10:

$$CT_{index} = \frac{t}{62} \times \frac{l_{75}}{D} \times \frac{G_f}{|m_{75}|} \times 10^6 \quad \text{Eq. 10}$$

Sendo  $|m_{75}|$  o valor absoluto da inclinação da curva após o pico (ilustrada na Figura 46) e  $l_{75}$  o deslocamento em 75% da carga de pico após o pico. O valor obtido para o CT-Index depende da

mistura asfáltica avaliada, e quanto maior o valor de CT-Index, maior é a resistência ao trincamento da mistura asfáltica.

Foram produzidos seis corpos de prova nas dimensões de 150 mm de diâmetro e 62,0 mm de altura para cada um dos teores de ligante avaliados com volume de vazios variando entre 6,3% a 7,7%. Todos os corpos de prova foram rompidos a 25°C e o CT-Index calculado conforme o procedimento descrito. A Tabela 12 apresenta os valores de volume de vazios e CT-Index para as misturas SPV4 e SPV5, além dos valores médios e desvio padrão para cada um dos parâmetros e a Figura 47 apresenta o boxplot dos resultados.

Tabela 12 – Volumes de vazios e CT-Index para as misturas asfálticas SPV4 e SPV5

Amostra	SPV4 (Teor = 4.6%)		SPV5 (Teor = 4.3%)	
	Vv	CT-Index	Vv	CT-Index
1	6.9%	21	6.6%	17
2	7.1%	50	7.4%	32
3	7.7%	13	7.1%	31
4	7.0%	21	7.2%	13
5	7.5%	26	6.3%	15
6	7.6%	26	7.5%	14
<b>Média</b>	7.3%	26	7.0%	20
<b>Desv. Padrão</b>	0.3%	5	0.5%	9

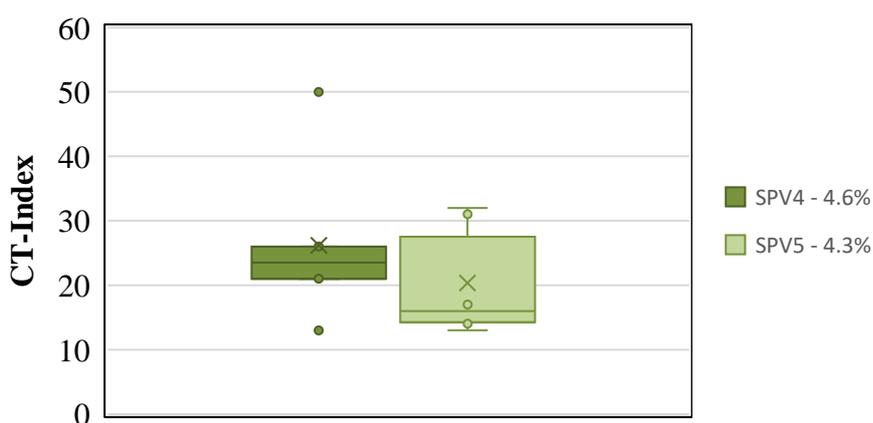


Figura 47 – Boxplot dos resultados de CT-Index para as misturas asfálticas SPV4 e SPV5

A partir da Tabela 12, nota-se que o valor médio de volume de vazios para ambas as misturas está próximo de 7,0% (valor alvo) e que o desvio padrão está dentro da tolerância (0,7%). Em relação ao CT-Index, a mistura SPV4 apresentou um valor médio maior que a mistura SPV5, o que já era

esperado uma vez que o teor de ligante é menor para SPV5 e reduz a sua tolerância ao trincamento. Os *boxplots* apresentados na Figura 47 mostram que há uma grande variabilidade nos valores de CT-Index para a mistura SPV5. Já para a mistura SPV4, a partir da identificação de outlier pelo método estatístico de amplitude interquartis, observa-se que os valores de CT-Index para as amostras 2 (50) e 3 (13) são outliers e devem ser removidas das análises. Portanto, o valor médio de CT-Index para a mistura SPV4 é  $23 \pm 3$  e o valor médio de volume de vazios permanece  $7,3\% \pm 0,3\%$ .

A remoção dos outliers para SPV4 ainda resultou em uma média maior que para SPV5, entretanto, como o desvio padrão de SPV5 é bastante elevado, é necessário realizar testes de hipóteses para poder avaliar se os diferentes métodos de dosagem apresentaram diferenças estatísticas no comportamento mecânico. Antes de comparar os CT-Index, é necessário verificar se o volume de vazios dos conjuntos de amostras é igual para garantir que não há influência do volume de vazios nos resultados de CT-Index.

Foi realizado uma análise de variância (ANOVA) de fator único para comparar a média dos volumes de vazios e, com p-valor de 0,402 verifica-se que os volumes de vazios dos conjuntos de amostras SPV4 e SPV5 são estatisticamente iguais. Portanto, as possíveis diferenças nos resultados de CT-Index não estão sujeitas à influência do volume de vazios das amostras. A ANOVA também foi realizada para os resultados de CT-Index e apresentou p-valor de 0,511 e, portanto, os valores médios de CT-Index são estatisticamente iguais para o SPV4 e SPV5.

A partir da análise estatística, é possível concluir que, apesar da diferença no teor de ligante, os diferentes métodos não apresentaram influência no comportamento mecânico das misturas asfálticas. No entanto, a dosagem pelo Superpave 5 não compactou as misturas asfáltica suficientemente, não sendo observados benefícios em relação ao método Superpave 4.

## **7. APLICAÇÃO DO BMD PARA MISTURAS ASFÁLTICAS SEM RAP**

Essa etapa consistiu na aplicação do conceito de BMD para a dosagem de misturas asfáltica sem o uso de RAP a partir da caracterização de resistência ao trincamento e à deformação permanente em uma varredura de teores de ligante asfáltico. Os ensaios de resistência à deformação permanente conduzidos foram: (i) ensaio de resistência a tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT) e (ii) deformação permanente em simulador de tráfego. Já para a avaliação da resistência ao trincamento, foram conduzidos testes de fratura como indicativos de resistência ao trincamento

por fadiga: (i) índice de tolerância ao trincamento (*Indirect Tensile Asphalt Cracking Test* – IDEAL-CT/IDT-CT) e (ii) ensaio de flexão em amostras semicirculares (*Semi Circular Bend* – SCB). Além disso, os testes de IDEAL-CT/IDT-CT e HT-IDT foram aplicados em uma mistura asfáltica de usina para avaliar a variabilidade de seus resultados.

### 7.1. Matriz experimental

Foram avaliadas quatro misturas asfálticas obtidas a partir da combinação, um a um, de dois agregados (basalto e granito) e dois tipos ligantes asfálticos (AB8 e CAP 30/45) coletados em suas respectivas usinas. Para as misturas asfálticas com o ligante AB8, foram utilizados os teores de ligante de 4,5%, 5,0% e 5,5%. Já para as misturas asfálticas com o ligante CAP 30/45, foram utilizados os teores de ligante de 4,0%, 4,5% e 5,0%. A Tabela 13 apresenta a matriz experimental e as suas respectivas nomenclaturas.

Tabela 13 - Matriz experimental para aplicação do BMD para misturas asfálticas sem RAP

Agregado	Ligante/Teor					
	CAP 30/45			AB8		
	4,0%	4,5%	5,0%	4,5%	5,0%	5,5%
<b>Basalto (SP)</b>	BC-4,0	BC-4,5	BC-5,0	BB-4,5	BB-5,0	BB-5,5
<b>Granito (MG)</b>	GC-4,0	GC-4,5	GC-5,0	GB-4,5	GB-5,0	GB-5,5

Para o agregado de basalto, a composição granulométrica foi composta por Brita 1 (12,3%), Brita 0 (21,6%), Pedrisco (20,1%), Pó de Pedra (38,0%), Calcário (6,2%) e Cal Hidratada (1,5%). Já para o agregado de granito, a composição granulométrica é composta por Brita 1 (25,0%), Pedrisco (40,5%), Pó de pedra (33,0%) e Cal Hidratada (1,5%). A Figura 48 apresenta a granulometria de ambos os tipos de agregados e os limites da faixa granulométrica para o tamanho máximo nominal de 16,0 mm da especificação ARTERIS ES 027/2022.

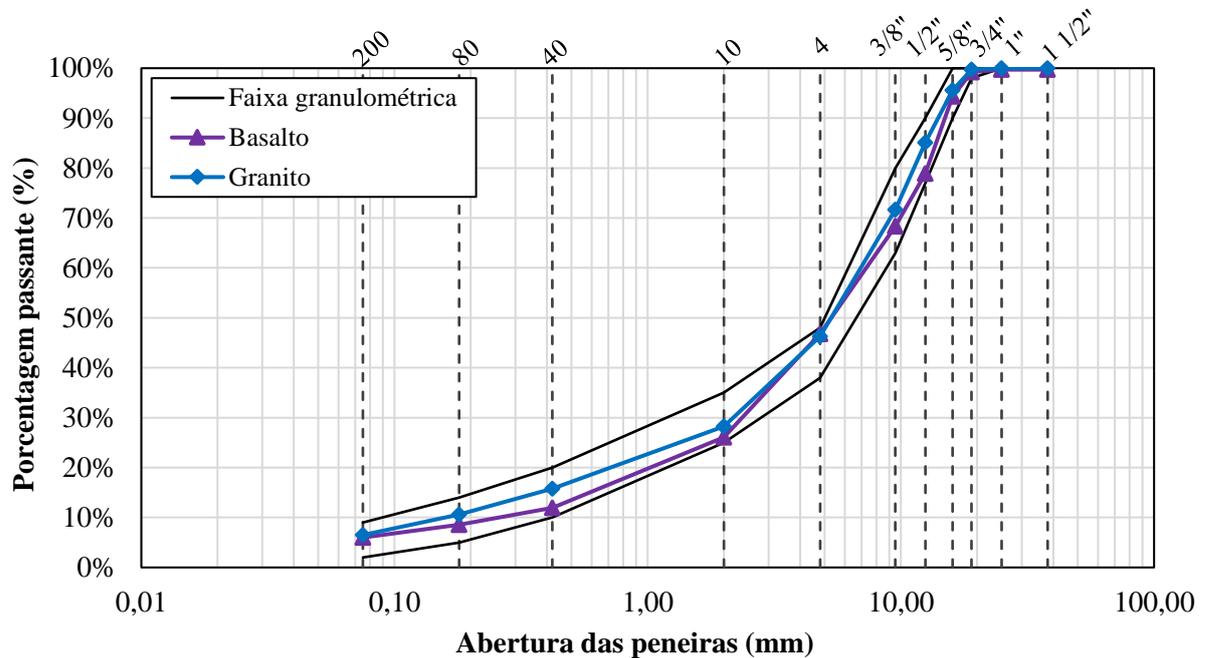


Figura 48 – Composição granulométrica dos agregados de granito e basalto para as misturas asfálticas

## 7.2. Usinagem e preparação de corpos de prova

### 7.2.1 Usinagem em laboratório das misturas asfálticas

A partir da definição das granulometrias apresentadas na Figura 48, foram produzidas as misturas asfálticas para cada um dos teores e tipo de ligante conforme a Tabela 13. As misturas asfálticas foram usinadas no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP-EPUSP) utilizando um misturador de laboratório do tipo *pugmill*, que proporciona a mistura por tombamento, simulando as condições de produção de uma usina de campo, conforme ilustra a Figura 43. Os agregados foram aquecidos a 185°C e o ligante asfáltico foi adicionado a mistura em 175°C para o ligante AB8. Para o ligante CAP 30/45, os agregados foram aquecidos a 175°C e o ligante asfáltico foi adicionado a mistura em 160°C.

O procedimento para a usinagem, quarteamento, compactação, determinação de massa específica máxima e de volume de vazios foi conduzido conforme descrito no item 6.1 Usinagem e compactação das misturas asfálticas (p. 76) para os testes que utilizam corpos de provas cilíndricos. A Gmm foi determinada para cada uma das misturas asfálticas em três amostras diferentes. A Tabela 14 apresenta os valores médios obtidos de massa específica máxima medida para as misturas asfálticas.

Tabela 14 – Massa específica máxima medida (Gmm) para as misturas asfálticas

Massa específica máxima medida (Gmm, g/cm <sup>3</sup> )						
Agregado	Ligante/Teor					
	CAP 30/45			AB8		
	4,0%	4,5%	5,0%	4,5%	5,0%	5,5%
<b>Basalto (SP)</b>	2,660	2,649	2,640	2,662	2,647	2,605
<b>Granito (MG)</b>	2,545	2,511	2,503	2,546	2,525	2,497

### 7.2.2 Compactação de corpos de prova cilíndricos

Foram compactados nove corpos de prova com a dimensão de 150,0 mm de diâmetro e 62,0 mm de altura no Compactador Giratório Superpave para a calibração da massa adequada para atingir o volume de vazios alvo do corpo de prova. O procedimento consiste em moldar três grupos de corpos de prova com massas distintas com a mesma altura e verificar o volume de vazios obtidos.

Com os resultados dos volumes de vazios, obtém-se uma curva entre a massa de compactação e volume de vazios obtido, a partir da qual é possível interpolar a massa necessária para se obter um corpo de prova de mesma geometria com o volume de vazios alvo. Para ilustrar, a Figura 49 apresenta a curva de calibração para a mistura GB-5,5, com os dados de massa de compactação e volume de vazios, considerando o volume de vazios alvo de 7,0%

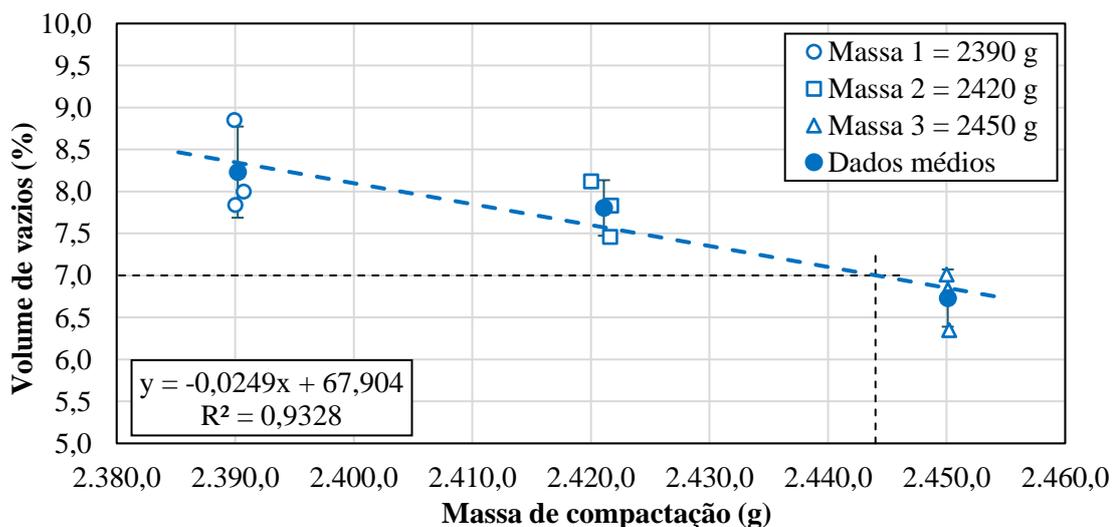


Figura 49 – Curva para calibração de massa de compactação com o volume de vazios de 7,0%

A partir da regressão linear para a mistura GB-5,5 apresentado na Figura 49, calcula-se que são necessários 2446,0 g de mistura asfáltica para produzir um corpo de prova de 150 mm de diâmetro e 62 mm de altura com 7,0% no compactador giratório Superpave. Esse procedimento foi conduzido para cada uma das quatro misturas asfálticas em cada um dos teores considerados.

Para corpos de prova de outras dimensões, deve-se calcular um coeficiente de correção de Gmb a partir dos CPs de calibração para determinar a massa necessária para se obter o volume de vazios desejados. O Compactador Giratório Superpave (CGS) estima uma Gmb considerando a massa fornecida pelo operador e a altura do corpo de prova medida pelo equipamento, que calcula o volume do CP considerando uma superfície lisa. Entretanto, sabe-se que os corpos de prova de mistura asfáltica apresentam vazios em sua superfície, o que altera o seu volume real. Logo, a Gmb calculada pelo CGS é superestimada. Portanto, para calcular o coeficiente de correção da Gmb, deve-se dividir a Gmb medida para cada corpo de prova pela Gmb estimada/calculada. Esse procedimento foi conduzido para cada uma das misturas asfálticas avaliadas e a Tabela 15 apresenta o coeficiente de correção de Gmb (C) (Bernucci et al, 2022).

Tabela 15 – Coeficiente de correção de massa específica aparente (Gmb) para os corpos de prova

<b>Coeficiente de correção de Gmb (C)</b>						
<b>Agregado</b>	<b>Ligante/Teor</b>					
	<b>CAP 30/45</b>				<b>AB8</b>	
	<b>4,0%</b>	<b>4,5%</b>	<b>5,0%</b>	<b>4,5%</b>	<b>5,0%</b>	<b>5,5%</b>
<b>Basalto (SP)</b>	1,039	1,053	1,031	1,044	1,039	1,034
<b>Granito (MG)</b>	1,047	1,043	1,044	1,037	1,047	1,039

A partir dos coeficientes de correção de Gmb foi possível determinar a massa necessária para atingir o volume de vazios desejado de acordo com o teste a ser realizado. Para os ensaios de resistência a tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT), índice de tolerância ao trincamento (*Indirect Tensile Asphalt Cracking Test* – IDEAL-CT/IDT-CT) e flexão em amostras semicirculares (*Semi Circular Bend* - SCB), os corpos de prova foram compactados no CGS tendo a altura como critério de parada.

### 7.2.3 Placa para deformação permanente

Para o ensaio de deformação permanente em simulador de tráfego de laboratório, os corpos de prova são placas de 50 x 180 x 500 mm, e elas foram compactadas na mesa compactadora LCPC, ilustrada na Figura 50.



Figura 50 – Mesa compactadora LCPC

O procedimento de compactação seguiu a recomendação da norma europeia EN 12697-2019 parte 2. A moldagem é realizada em uma mesa compactadora idealizada pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCP, Figura 50), que compacta a mistura asfáltica por rolagem por meio de uma sequência de passagens de um pneu padronizado, com pressão variando entre 0,3 e 0,6 MPa (3 a 6 Bar), segundo a especificação europeia EN 12697-33 (2019). A massa para a compactação de cada placa foi determinada considerando o volume da placa com superfície lisa e assumindo 7,0% de volume de vazios (grau de compactação de 93%). A partir desse procedimento, os volumes de vazios obtidos são próximos aos recomendados na dosagem Marshall (Moura, 2010).

## 7.3. Resistência à deformação permanente

### 7.3.1 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT)

Os ensaios de carregamento monotônicos, principalmente o ensaio de tração por compressão diametral em alta temperatura, são bons indicativos da susceptibilidade a deformação permanente de misturas asfálticas (Boz et al., 2022). Diversas pesquisas demonstram que, independentemente da geometria do corpo de prova e da temperatura de ensaio, os resultados obtidos em testes monotônicos

apresentam elevada correlação com testes cíclicos e diretos de deformação permanente, como o simulador de tráfego LCPC, *Hamburg Wheel Tracking Test* (HWTT), *Asphalt Pavement Analyzer* (APA) e outros (Boz et al., 2022).

Nessa pesquisa, avaliou-se a deformação permanente das misturas asfálticas por meio do ensaio de tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT). O procedimento de ensaio é uma adaptação à norma DNIT ME 138/2018, considerando corpos de prova condicionados por 2h à 50°C. O ensaio é realizado por meio da aplicação de um carregamento monotônico em uma taxa constante de 50 mm/min em um corpo de prova cilíndrico com 150 mm de diâmetro, 62 mm de altura e  $7,0 \pm 1,0\%$  de volume de vazios, por meio de um friso de 19 mm de largura e com concavidade de raio de 75 mm. O ensaio deve ser realizado até a ruptura do corpo de prova que deve estar condicionado a 50°C por  $120 \pm 10$  min. Como resultado do ensaio, registra-se a carga máxima que leva a ruptura do corpo de prova. A Figura 51 ilustra o corpo de prova durante o ensaio.



Figura 51 – Ruptura do corpo de prova durante o ensaio de resistência a tração por compressão diametral em alta temperatura

O ensaio foi realizado para cada uma das misturas asfálticas apresentadas na matriz experimental da Tabela 13 em pelo menos três amostras. A Figura 52 apresenta o valor de HT-IDT registrado para cada um dos corpos de prova em função de seu volume de vazios.

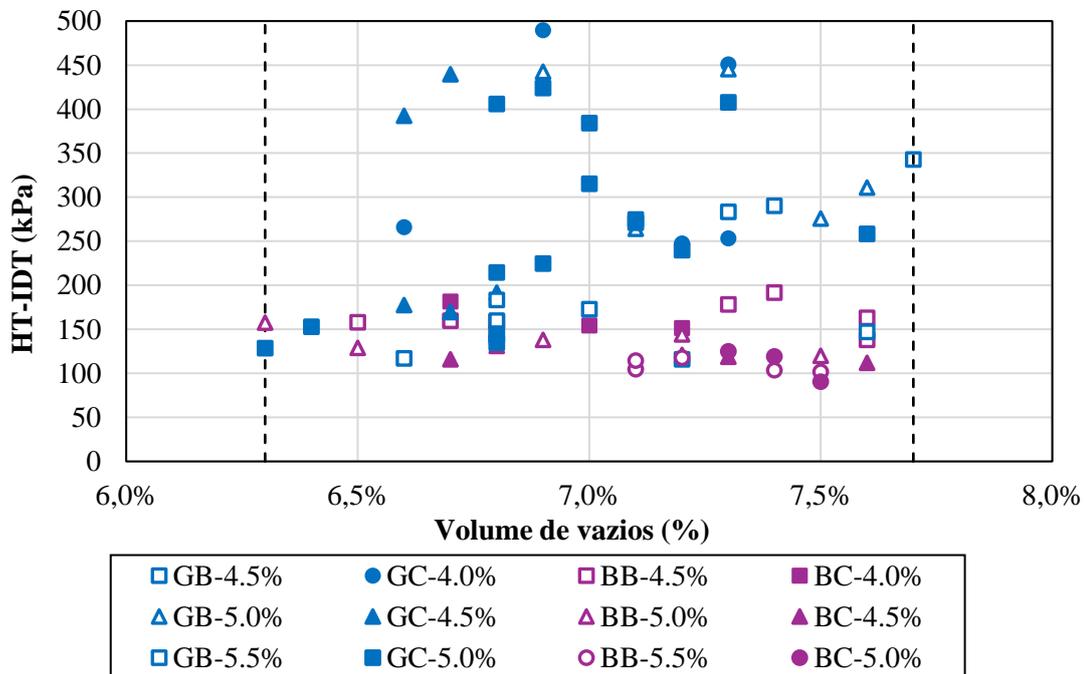


Figura 52 – HT-IDT em função do volume de vazios para todas as misturas asfálticas avaliadas

Nota-se que os valores de HT-IDT registrados, variam entre, aproximadamente, 100 e 500 kPa. Já em relação aos volumes de vazios, percebe-se que há uma grande variabilidade entre os valores medidos para cada corpo de prova. Para comparar os resultados de HT-IDT entre as diferentes misturas asfálticas, é importante identificar se os volumes de vazios médios são iguais entre os grupos de diferentes teores de ligante para a mesma mistura. Para isso, realizou-se uma análise de variância (ANOVA) de fator único para verificar se as variâncias dos grupos são estatisticamente iguais ou não, tendo como hipótese nula que as médias dos volumes de vazios são iguais. A Tabela 16 apresenta o volume de vazios médio para cada uma das misturas asfálticas e o p-valor obtido na comparação do grupo.

Tabela 16 – Volume de vazios médio e p-valor (ANOVA)

Mistura	Volume de vazios médio em função do teor de ligante				p-valor
	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	
BB	-	7,1%	6,9%	7,3%	0,2662
BC	6,9%	7,1%	7,4%	-	0,0822
GB	-	7,4%	7,3%	7,0%	0,1721
GC	7,0%	6,7%	6,9%	-	0,1720

A partir dos resultados apresentados na Tabela 16 pode-se aceitar a hipótese nula, pois os valores de p-valor são maiores que 0,05. Portanto, as médias dos volumes de vazios de diferentes teores para uma mesma mistura são estatisticamente iguais com 95% de confiança. Após a realização da ANOVA, concluiu-se que os volumes de vazios são iguais entre os grupos de diferentes teores de ligante para uma mesma mistura e que se pode comparar os diferentes valores médio de HT-IDT assumindo que o volume de vazios não está influenciando os resultados e, portanto, considera-se que as diferenças se devem somente ao teor de ligante. A Figura 53 apresenta os valores médios de HT-IDT para cada uma das misturas asfálticas avaliadas.

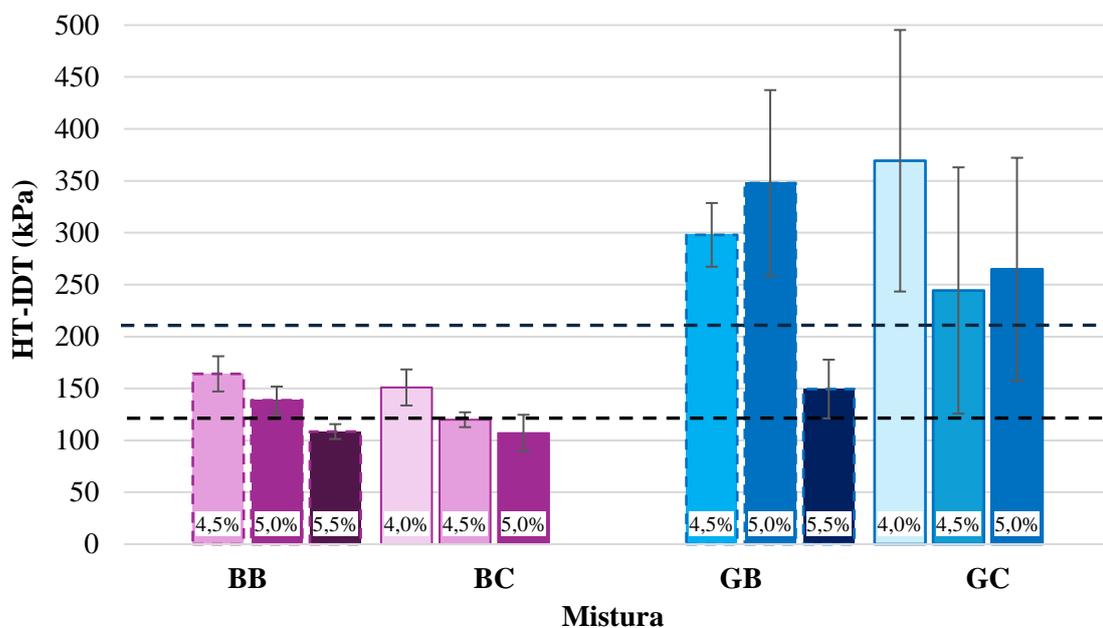


Figura 53 – HT-IDT médio para cada uma das misturas asfálticas avaliadas

Além dos valores médios apresentados na Figura 53, as linhas tracejadas indicam possíveis limites de valores de HT-IDT considerados para a dosagem balanceada de acordo com os DOTs de Alabama e Nova Iorque, respectivamente: 130 e 210 kPa. Os resultados apresentados na Figura 53 apresentam uma tendência já esperada: o valor de HT-IDT diminui com o aumento do teor de ligante para as misturas BB e BC, comportamento característico de susceptibilidade à deformação permanente de misturas asfálticas. Além disso, nota-se que as misturas asfálticas com o agregado de basalto apresentam valores mais baixos de HT-IDT em todas as condições, o que pode estar relacionado com

suas características de forma menos cúbicas em comparação ao agregado de granito. O CAP 30/45 para as mesmas misturas também apresentou menores valores de HT-IDT, o que já esperado, uma vez que ligantes asfálticos modificados por borracha tendem a apresentar uma melhor resistência à deformação permanente.

Considerando as misturas GB e GC, os valores médios de HT-IDT para essas misturas apresentam uma grande variabilidade como pode ser observado pelas barras de erro. Para confirmar se os diferentes teores de ligante das misturas realmente impactam no comportamento mecânico, foram realizados teste-t para a média e os resultados estão apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Comparação dos valores de HT-IDT médio para os diferentes teores de ligante

Mistura	Comparação de teores	p-valor
BB	4,5% x 5,0%	0.0113
	4,5% x 5,5%	0.0000
	5,0% x 5,5%	0.0013
BC	4,0% x 4,5%	0.0037
	4,0% x 5,0%	0.0266
	4,5% x 5,0%	<b>0.5334</b>
GB	4,5% x 5,0%	<b>0.2973</b>
	4,5% x 5,5%	0.0002
	5,0% x 5,5%	0.0051
GC	4,0% x 4,5%	<b>0.0969</b>
	4,0% x 5,0%	<b>0.1139</b>
	4,5% x 5,0%	<b>0.7077</b>

Os valores de p-valor acima de 0,05 foram destacados na Tabela 17, pois indicam a aceitação da hipótese nula, isso é, as médias de HT-IDT são estatisticamente iguais com 95% de confiança. Para a mistura GB, a comparação entre os teores de 4,5% x 5,0% mostra que os valores de HT-IDT obtido são estatisticamente iguais (p-valor = 0,2973). Analogamente, todos os teores para GC são estatisticamente iguais, indicando não há diferença no comportamento mecânico dessas misturas devido a alteração do teor de ligante.

Os valores limites de HT-IDT apresentados no gráfico foram selecionados de acordo com as recomendações de alguns DOTs norte americanos. O ensaio de HT-IDT para o BMD é utilizado nos Estados Unidos pelos estados de Alabama e Nova Iorque. No Alabama, exige-se um valor mínimo

de resistência à tração (HT-IDT) de 130 kPa para a temperatura de 50°C (ALDOT 458). Já em Nova Iorque, o valor mínimo de HT-IDT é de 210 kPa para a temperatura de ensaio de 44°C.

Analisando os valores de HT-IDT considerando o limite de 210 kPa, nota-se que esse valor seria bastante conservador para a maioria das misturas asfálticas avaliadas com o agregado de basalto e, além disso, considera-se a temperatura de ensaio mais baixa (44°C), o que influencia diretamente no aumento dos valores de HT-IDT. Considerando então a referência do ALDOT de 130 kPa, as misturas asfálticas de BB-4,5, BB-5,0, BC-4,0, BC-4,5 (com ressalvas) e GB e GC em todos os teores poderiam ser utilizadas caso o HT-IDT fosse o único critério considerado.

Sendo assim, a partir dos limites recomendados, a mistura asfáltica GB e GC atendem ao critério de deformação permanente em qualquer teor de ligante avaliado. Já as misturas com agregado de basalto, apresentam comportamento inferior a deformação permanente, e para o ligante AB8, o máximo é de aproximadamente 5,0% e para o CAP 30/45 atende somente com 4,0% de teor de ligante.

### 7.3.2 Resistência à deformação permanente no simulador de tráfego LCPC

O ensaio de deformação permanente no simulador de tráfego francês foi realizado nas placas de misturas asfálticas compactadas com dimensões de 50 x 180 x 500 mm. O ensaio deve ser realizado, pelo menos, 48 horas após a compactação. O ensaio consiste em submeter um par de placas ao simulador de tráfego do tipo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) para a determinação do afundamento em trilha de roda (deformação permanente) de misturas asfálticas.

O ensaio é conduzido em pares de placas iguais e na temperatura de 60°C e as placas são submetidas ao tráfego de uma roda simples de pneu com pressão de inflação de 6 bars, carga de 5 kN e a uma frequência de 1 Hz, conforme prescrito pela norma EN 12697-22 (2019). O afundamento na trilha de roda é obtido em função do número de ciclos realizados, sendo feitas leituras em 15 pontos de toda a área solicitada após os seguintes ciclos: 0, 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000. O limite de deformação para misturas asfálticas usinadas a quente e que serão aplicadas em vias de grande volume de tráfego, como é o caso da maior parte das rodovias concedidas, é definido como 5% a 30.000 ciclos (MOURA, 2010; NIKOLAIDES, 2015). A Figura 54 apresenta o simulador de tráfego.



(a)



(b)

Figura 54 – Simulador de tráfego LCPC: (a) visão durante o ensaio e (b) realização das leituras de deformação

O ensaio foi realizado em duas placas para cada uma das misturas asfálticas da matriz experimental apresentadas na Tabela 13. A Tabela 18 apresenta o resultado após 30.000 ciclos para todas as misturas avaliadas e a Figura 55, Figura 56, Figura 57 e Figura 58 apresentam os resultados de afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas BB (basalto + AB8), BC (basalto + CAP 30/45), GB (granito + AB8) e GC (granito + CAP 30/45), respectivamente. As misturas que não atenderam ao limite de 5% de ATR após 30.000 ciclos estão marcadas em vermelho na Tabela 18.

Tabela 18 – Afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos

Mistura	Teor de ligante	Afundamento após 30.000 ciclos
BB	4,5%	2,93%
	5,0%	2,99%
	5,5%	5,49%
BC	4,0%	5,73%
	4,5%	5,99%
	5,0%	7,84%
GB	4,5%	3,41%
	5,0%	5,89%
	5,5%	5,10%
GC	4,0%	4,53%
	4,5%	5,65%
	5,0%	4,26%

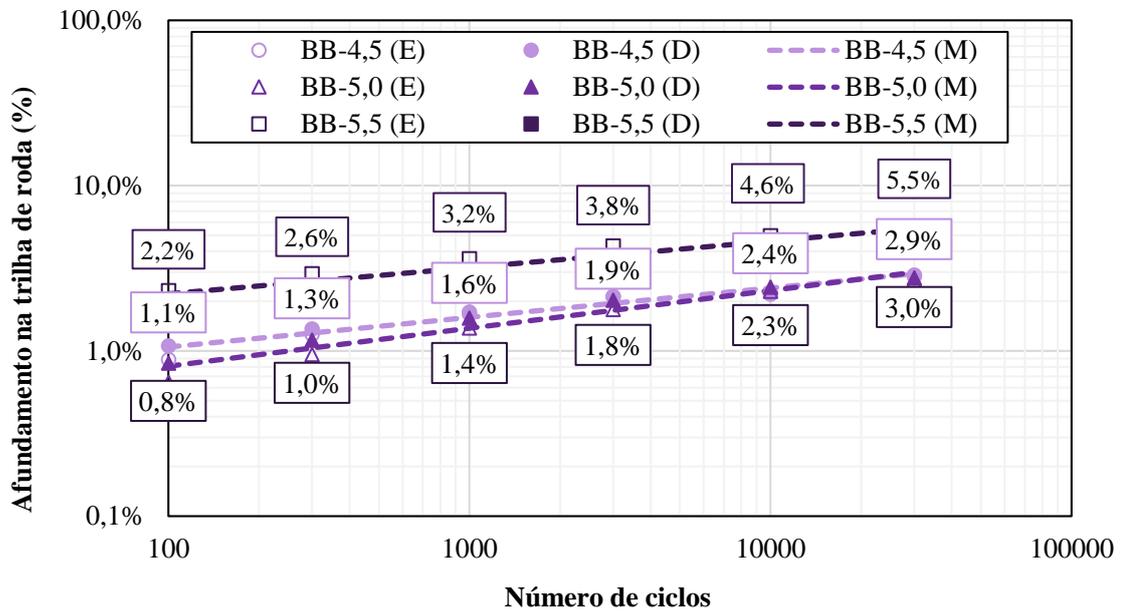


Figura 55 – Afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas BB-4,5, BB-5,0 e BB-5,5

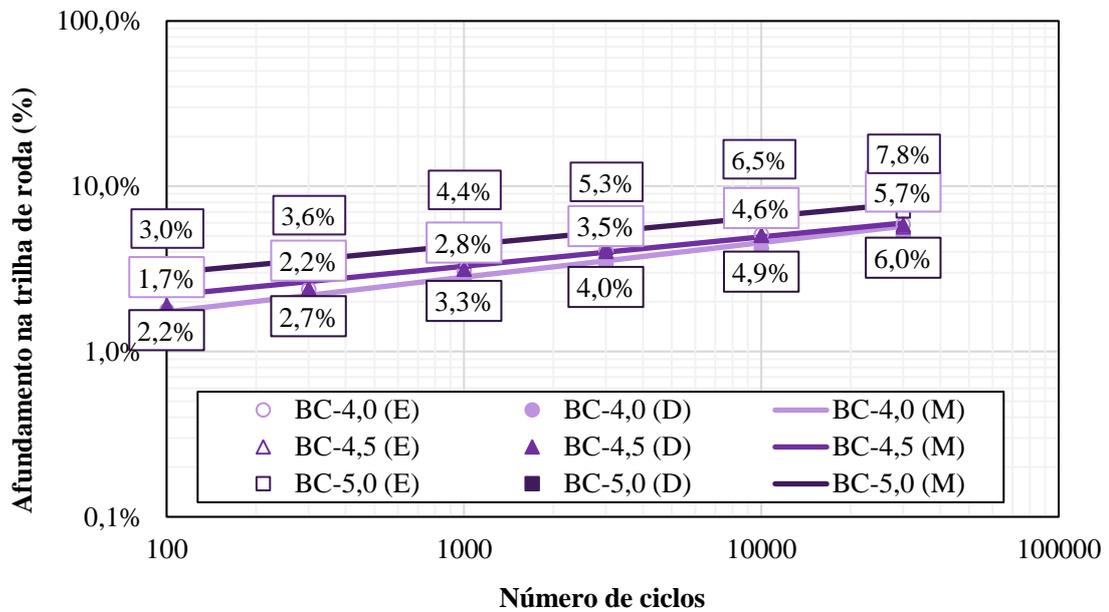


Figura 56 – Afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas BC-4,0, BC-4,5 e BC-5,0

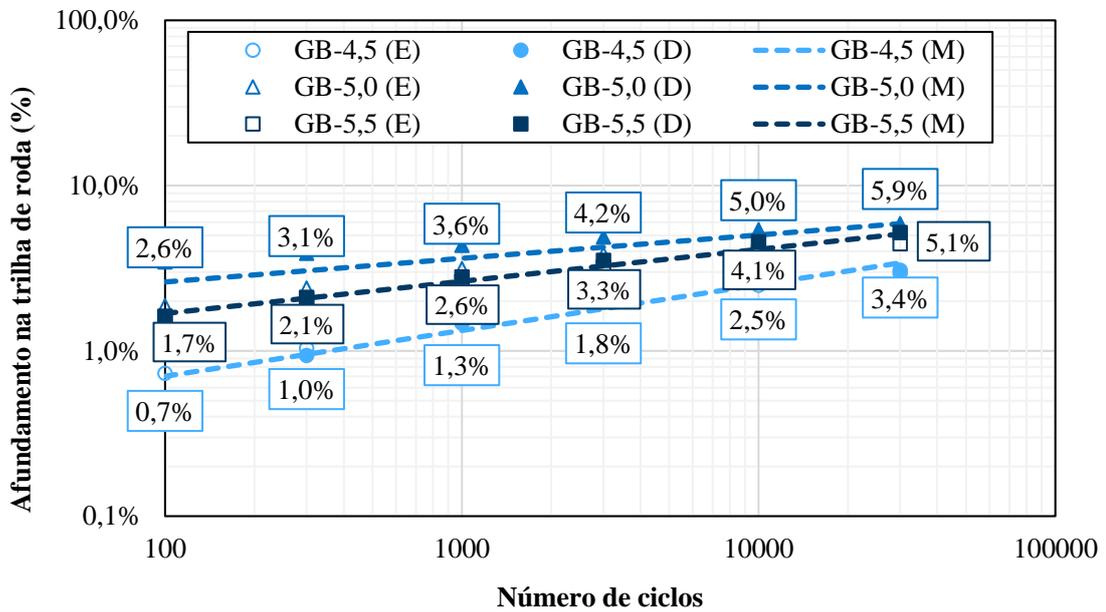


Figura 57 – Afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas GB-4,5, GB-5,0 e GB-5,5

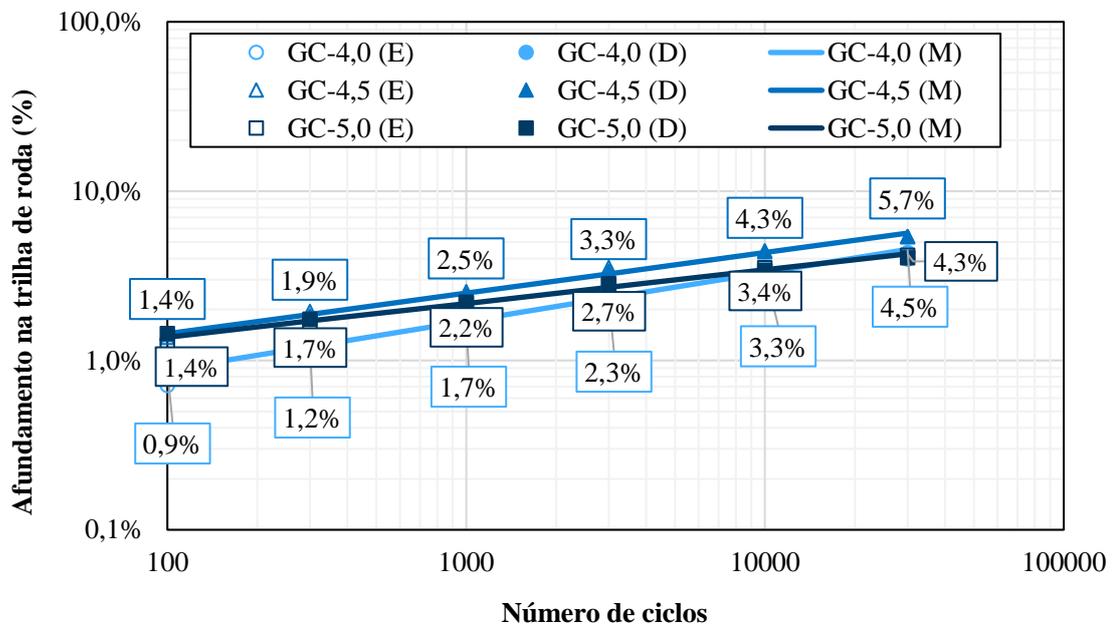


Figura 58 – Afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas GC-4,0, GC-4,5 e GC-5,0

Para tráfego pesado, as diretrizes francesas limitam um afundamento em trilha de roda máximo de 10% após 30.000 ciclos. Entretanto, Moura (2010) mostrou em sua pesquisa que o afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos deve ser, no máximo, 5% no cenário brasileiro devido às condições de tráfego e clima. É importante salientar que para tráfego leve, Moura (2010) recomenda o afundamento máximo em trilha de roda de até 10% após 30.000 ciclos.

A Figura 55 apresenta os resultados para as misturas asfálticas compostas por agregado de basalto e ligante asfáltico AB8. Conforme esperado, a mistura BB-5,5, com maior teor de ligante, foi a que apresentou maior afundamento em trilha de rodas. Já as misturas BB-4,5 e BB-5,0, apresentaram valores de afundamento em trilha de roda em 30.000 ciclos similares, próximos a 3,0%. Dessa forma, o teor de ligante para essa mistura deve ser inferior a 5,5% e, teores de ligante de 4,5% e 5,0%, são adequados para a deformação permanente da mistura asfáltica do tipo BB.

Os resultados de afundamento em trilha de rodas da mistura asfáltica composta de agregados de basalto e com o ligante asfáltico CAP 30/45 apresentados na Figura 56 mostram que nenhum dos teores de ligante adotados apresentam comportamento adequado quanto a deformação permanente. Destaca-se ainda que o comportamento das misturas BC segue a tendência esperada de crescimento de afundamento em trilha de rodas com o aumento do teor de ligante.

Os resultados de afundamento em trilha de roda das misturas asfálticas com o agregado de granito, apresentados na Figura 57 e na Figura 58, são inesperados. A mistura GB-5,0 apresentou maior afundamento em trilha de roda do que a mistura GB-5,5, assim como a deformação permanente da mistura GC-4,5 foi maior que a GC-5,0. Esses resultados podem estar associados ao volume de vazios das amostras. Vale destacar que os volumes de vazios das placas para deformação permanente não foram monitorados.

Conforme observado na pesquisa de Oliveira (2021), misturas com maior volume de vazios e menor teor de ligante podem apresentar maior afundamento em trilha de roda do que aquelas com maior teor de ligante e menor volume de vazios. Portanto, a divergência de comportamento a deformação permanente em teores mais altos de ligantes asfálticos pode ser atribuída também a diferenças no volume de vazios, que não foram medidos.

Com relação a mudança de ligante asfáltico, Bernucci *et al.* (2021) indica que o ligante modificado por borracha possui uma maior resistência à deformação permanente comparado ao ligante asfáltico convencional. Os resultados obtidos estão em conformidade com a afirmação para o teor de 4,5%,

com ambos os agregados, e para o teor de 5,0% com agregado de basalto, sendo possível observar que o afundamento em trilha de roda foi reduzido em, aproximadamente, 50% com as misturas que utilizaram ligante AB8 em comparação com as misturas que utilizaram CAP 30/45. O aumento de resistência à deformação permanente garantiu que estas misturas estivessem dentro do limite indicado anteriormente, evidenciando um dos benefícios de utilizar ligante asfáltico AB8.

No entanto, é possível observar que, nas misturas BC-4,0 e BC-5,0 (agregado basáltico e CAP 30/45) e na mistura BB-5,5, houve um aumento no afundamento em trilha de roda quando comparadas às misturas com agregado de granito. Isso pode ser atribuído à conformação mais lamelar dos agregados basálticos, o que reduz o intertravamento e aumenta a fluência. Entretanto, é importante notar que novamente a mistura de agregado granítico e CAP 30/45 com teor de 5,0% apresenta um resultado desconforme com os demais. Portanto, desconsiderando o resultado para este teor nota-se que para teores elevados de ligante, o agregado granítico trouxe maior resistência à deformação permanente nas misturas.

Em resumo, para as misturas de basalto e ligante AB8, o teor de ligante máximo recomendado, pelo resultado de afundamento em trilha de roda é de 5,0%. Para as misturas com agregado de basalto e ligante CAP 30/45, nenhuma das misturas atendeu aos limites de deformação permanente, sendo necessário uma reavaliação da estrutura pétreia da mistura. Já as misturas de agregado de granito, com o ligante AB8, o teor de 5,0% apresenta comportamento inesperado e seu resultado não será considerado. Portanto, recomenda-se o teor máximo de ligante asfáltico de 5,5%, pois esse teor atendeu ao limite de afundamento. Analogamente, para a mistura com o ligante CAP 30/45, recomenda-se o limite de 5,0% de teor de ligante pois está em conformidade com as recomendações de Moura (2010).

## 7.4. Resistência ao trincamento

### 7.4.1 Ensaio de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT)

O procedimento experimental e a análise dos resultados para o cálculo do índice de tolerância ao trincamento (CT-Index) foram realizados conforme descrito no item **Erro! Fonte de referência não encontrada.** (p.**Erro! Indicador não definido.**). Para cada uma das misturas asfálticas apresentadas na matriz experimental na Tabela 13, foram produzidos e ensaiados, pelo menos, 3 amostras. A Figura 59 apresenta o valor calculado de CT-Index em função do volume de vazios dos corpos de prova.

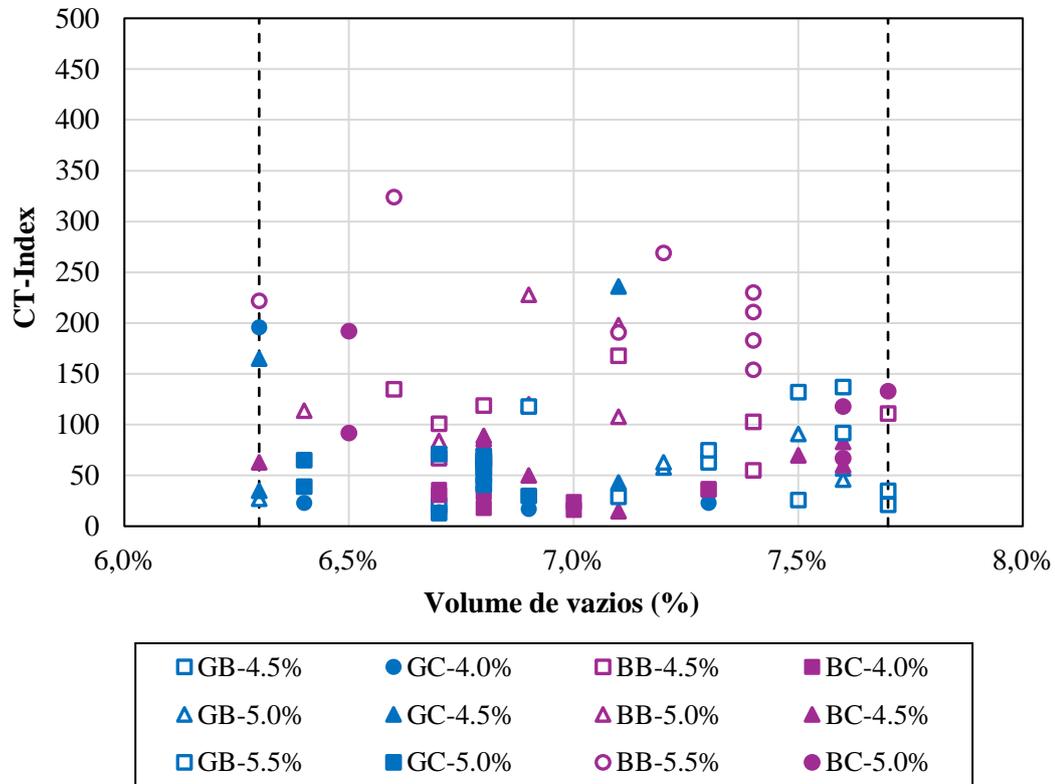


Figura 59 – CT-Index em função do volume de vazios para as misturas avaliadas

Dentre as misturas avaliadas, tanto o volume de vazios quanto o valor de CT-Index apresentam uma grande variabilidade, conforme apresentado na Figura 59. Para verificar se é possível comparar os resultados, foi conduzido uma análise de variância (ANOVA) para comparação de médias de volumes de vazios entre os diferentes teores de uma mesma mistura. A Tabela 19 apresenta o volume de vazios médio para cada uma das misturas asfálticas e o p-valor obtido na comparação do grupo.

Tabela 19 – Volume de vazios médio e p-valor (ANOVA)

Mistura	Volume de vazios em função do teor de ligante				p-valor
	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	
BB	-	7,1%	6,8%	7,0%	0,2536
BC	7,0%	7,0%	7,2%	-	0,6800
GB	-	7,3%	7,2%	7,3%	0,9167
GC	6,7%	6,7%	6,7%	-	0,9957

A partir dos resultados apresentados na Tabela 19, pode-se aceitar a hipótese nula, isso é, a média dos volumes de vazios dos diferentes teores de ligante de uma mesma mistura são estatisticamente iguais com 95% de confiança, pois os valores de p-valor são maiores que 0,05. Portanto, as médias dos volumes de vazios de diferentes teores para uma mesma mistura são estatisticamente iguais com 95% de confiança. Após a realização da ANOVA, concluiu-se que os volumes de vazios são iguais entre os grupos de diferentes teores de ligante para uma mesma mistura e que se pode comparar os diferentes valores médio de CT-Index assumindo que o volume de vazios não está influenciando os resultados e, portanto, considera-se que as diferenças se devem somente ao teor de ligante. A Figura 60 apresenta os valores médios de CT-Index para cada uma das misturas asfálticas avaliadas.

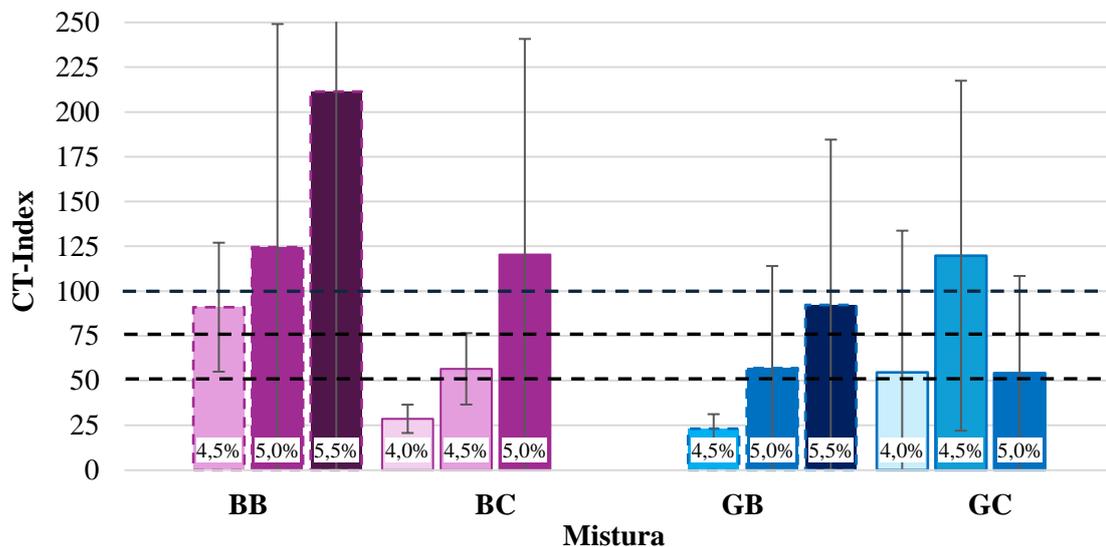


Figura 60 – CT-Index médio para cada uma das misturas asfálticas avaliadas

Além dos valores médios apresentados na Figura 60, as linhas tracejadas indicam possíveis limites de valores de CT-Index considerados para a dosagem balanceada: 50, 75 e 100. Os resultados apresentados na Figura 60 apresentam uma tendência já esperada: o valor médio de CT-Index aumenta com o aumento do teor de ligante, comportamento característico de resistência ao trincamento por fadiga de misturas asfálticas, exceto para a mistura GC. Além disso, nota-se que as misturas asfálticas com o agregado de basalto apresentam valores mais elevados de CT-Index em todas as condições.

Os valores limites de CT-Index apresentados na Figura 60 foram selecionados de acordo com as recomendações de DOTs norte americanos. O valor mínimo de CT-Index adotado depende de cada estado e pode também depender no nível de tráfego, conforme indicado na Tabela 20.

Tabela 20 – CT-Index mínimo nos Estados Unidos

<b>Estado</b>	<b>Nível de tráfego</b>	<b>CT-Index Mínimo</b>
Virgínia	-	70
Utah	-	-
Oklahoma	-	100
Missouri	-	45
Tennessee	VDM > $10 \times 10^3$	50
	VDM < $10 \times 10^3$	75
	Interestaduais	100
Alabama	< $10^6$ eixos-padrão	55
	$10^6 - 10^7$ eixos-padrão	83
	$10^7 - 3 \times 10^7$ eixos-padrão	110
Pennsylvania	< $3 \times 10^6$ eixos-padrão	70
	$3 \times 10^6 - 10^7$ eixos-padrão	80
	> $10^7$ eixos-padrão	90
Wisconsin	-	30
Texas	-	-

O valor mínimo de CT-Index exigido varia entre 30 a 110 e depende do nível de tráfego e também das condições de envelhecimento da mistura em laboratório. Em Utah, ainda não se definiu um valor mínimo de CT-Index. Já no Texas, tanto o CT-Index quanto o *Overlay Test* são conduzidos para a dosagem BMD, e o valor mínimo do CT-Index é determinado a partir de uma correlação entre os resultados dos ensaios em três teores de ligante (teor de projeto, teor de projeto + 0,5% e teor de projeto – 0,5%).

Para comparar a influência do teor de ligante no comportamento mecânico das misturas avaliadas, foi realizado teste-t entre as médias de CT-Index. A Tabela 21 apresenta os valores de p-valor para cada uma das combinações avaliadas.

Tabela 21 – Comparação dos valores de CT-Index médio para os diferentes teores de ligante

<b>Mistura</b>	<b>Comparação de teores</b>	<b>p-valor</b>
BB	4,5% x 5,0%	0.0838
	4,5% x 5,5%	0.0001
	5,0% x 5,5%	0.0053
BC	4,0% x 4,5%	0.0002
	4,0% x 5,0%	0.0126
	4,5% x 5,0%	0.0328
GB	4,5% x 5,0%	0.0084
	4,5% x 5,5%	0.0028
	5,0% x 5,5%	0.0711
GC	4,0% x 4,5%	0.1321
	4,0% x 5,0%	0.0001
	4,5% x 5,0%	0.2743

Os valores de p-valor acima de 0,05 foram destacados na Tabela 21 pois indicam a aceitação da hipótese nula, isso é, as médias de CT-Index são estatisticamente iguais com 95% de confiança. Para a mistura GB, a comparação entre os teores de 5,0% x 5,5% mostra que os valores de CT-Index obtidos são estatisticamente iguais (p-valor = 0,0711). Analogamente, as misturas BB-4,5 e BB-5,0; BC-4,0 e BC-5,0; GB-5,0 e GB-5,5; GC-4,0 e GC-4,5, e GC-4,5 e GC-5,0 são estatisticamente iguais, indicando que não há diferença no comportamento mecânico dessas misturas devido a alteração do teor de ligante.

Entretanto, é necessário comparar os valores médios de CT-Index com os limites mínimos. Vale ressaltar que os valores de CT-Index recomendados podem não ser adequados ao cenário brasileiro. Além disso, considerando os resultados obtidos e apresentados na Figura 60, somente as misturas asfálticas com o agregado de basalto BB-5,0, BB-5,5, BC-5,0 e GC-4,5 atenderiam ao critério de CT-Index. Para o limite de 75, outras misturas já atendem ao critério mínimo: BB-4,5 e GB-5,5.

Avaliando ainda o limite de 50, as misturas BC-4,5, GB-5,0 e GC-4,0 e GC-5,0 seriam aceitas. Entretanto, o objetivo da análise não é aprovar a maior parte das misturas, mas avaliar suas aceitações a partir de um valor limite. Assim, a partir da breve discussão, recomenda-se um valor limite próximo de 75. Nessas condições, o mínimo teor de ligante recomendado para as misturas BB e GC é de 4,5%, para a mistura BC é de 5,0% e para a mistura GB é de 5,5%.

#### 7.4.2 Ensaio de flexão em amostras semicirculares (*Semi Circular Bend – SCB*)

O ensaio de flexão em amostras semicirculares é um ensaio monotônico em que, a partir dos resultados, calcula-se o índice de flexibilidade (FI). O ensaio é bastante utilizado pois é um ensaio rápido e barato, entretanto, a preparação dos corpos de prova é complexa, pois exige pelo menos três cortes para obter cada amostra.

O SCB é um ensaio monotônico no qual se aplica um carregamento constante na taxa de 50 mm/min em um corpo de prova semicircular e é descrito pela norma AASHTO T393-21. O corpo de prova, ilustrado na Figura 61 é obtido a partir de uma amostra cilíndrica com 150 mm de diâmetro e 160 mm de altura produzida no compactador giratório Superpave. A partir da amostra cilíndrica são removidos seu topo e sua base e obtém-se duas “subamostras” cilíndricas com 150 mm de diâmetro e 50 mm de altura. As “subamostras” são então cortadas ao meio no sentido de seu diâmetro, onde obtém-se dois corpos de prova semicirculares. O ensaio exige ainda mais um corte, uma fenda centralizada com 15 mm de profundidade. As amostras devem ter  $7,0 \pm 1,0\%$  de volume de vazios e a Figura 61 apresenta o esquema de corte dos corpos de prova.

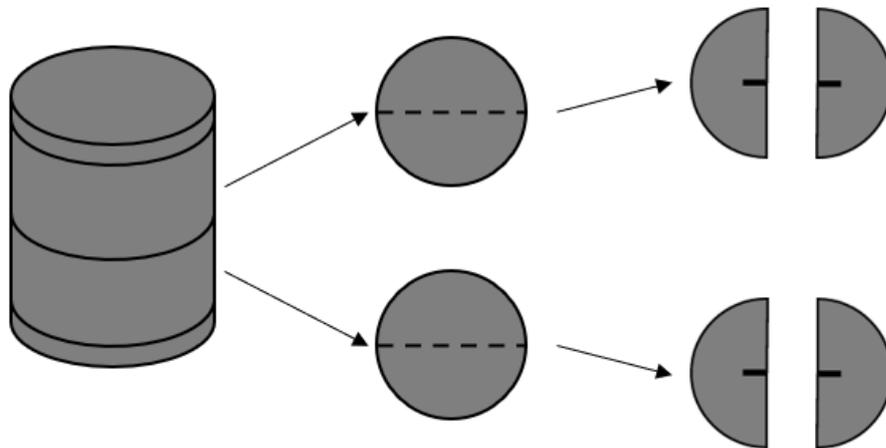


Figura 61 – Esquema para preparação das amostras semicirculares

Para a realização do ensaio, as amostras devem ser posicionadas sobre em um aparato com dois cilindros com diâmetro de 25 mm com giro livre e a aplicação de carga no topo do corpo de prova se dá por um cilindro com diâmetro de 25 mm. A Figura 62 ilustra o ensaio de SCB.



Figura 62 – Realização do ensaio de SCB: (a) amostra íntegra e (b) amostra fraturada

Durante a realização do ensaio registra-se a curva de força x deslocamento de ruptura do corpo de prova, conforme ilustrado na Figura 63. A partir da curva força x deslocamento se calcula o índice de flexibilidade, FI.

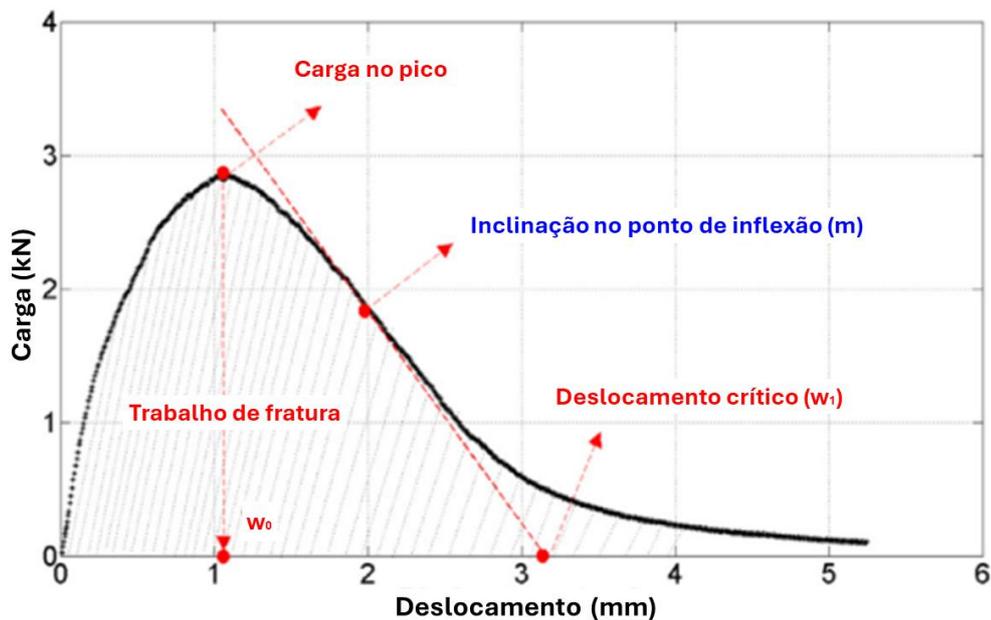


Figura 63 – Curva de carga × deslocamento resultante do ensaio de SCB (Fonte: Adaptado de AASHTO T393-21)

Para a determinação do FI, calcula-se o trabalho de falha ( $W_f$ ) a partir da área abaixo da curva carga-deslocamento (Figura 63) por meio da regra do quadrângulo, e é dado pela Eq. 11.

$$W_f = \sum_{i=1}^{n-1} \left( (l_{i+1} - l_i) \times P_i + \frac{1}{2} \times (l_{i+1} - l_i) \times (P_{i+1} - P_i) \right) \quad \text{Eq. 11}$$

Sendo  $W_f$  o trabalho de falha,  $P_i$  a carga aplicada no instante  $i$  de aplicação de carga,  $P_{i+1}$  a carga aplicada no instante  $i+1$  de aplicação de carga,  $l_i$  o deslocamento no instante  $i$  e  $l_{i+1}$  o deslocamento no instante  $i+1$ . Após o cálculo de  $W_f$ , é possível calcular a energia até a falha ( $G_f$ ), que é dada pela Eq. 12:

$$G_f = \frac{W_f}{D \times t} \times 10^6 \quad \text{Eq. 12}$$

Sendo  $G_f$  a energia até a falha,  $D$  o diâmetro da amostra e  $t$  a altura da amostra descontando a profundidade da fenda. Em seguida, calcula-se o FI, que é dado pela Eq. 13:

$$FI = \frac{G_f}{|m|} \times A \quad \text{Eq. 13}$$

Sendo  $|m|$  o valor absoluto da inclinação da curva após o pico (ilustrada na Figura 63, em kN/mm) e  $A$  é um fator de correção de unidades igual a 0,01. O valor obtido para o FI depende da mistura asfáltica avaliada, e quanto maior o valor de FI, maior é a resistência ao trincamento da mistura asfáltica.

Para cada uma das misturas asfálticas apresentadas na matriz experimental na Tabela 13, foram produzidos e ensaiados, pelo menos, 4 amostras. A Figura 64 apresenta o valor calculado de FI em função do volume de vazios dos corpos de prova.

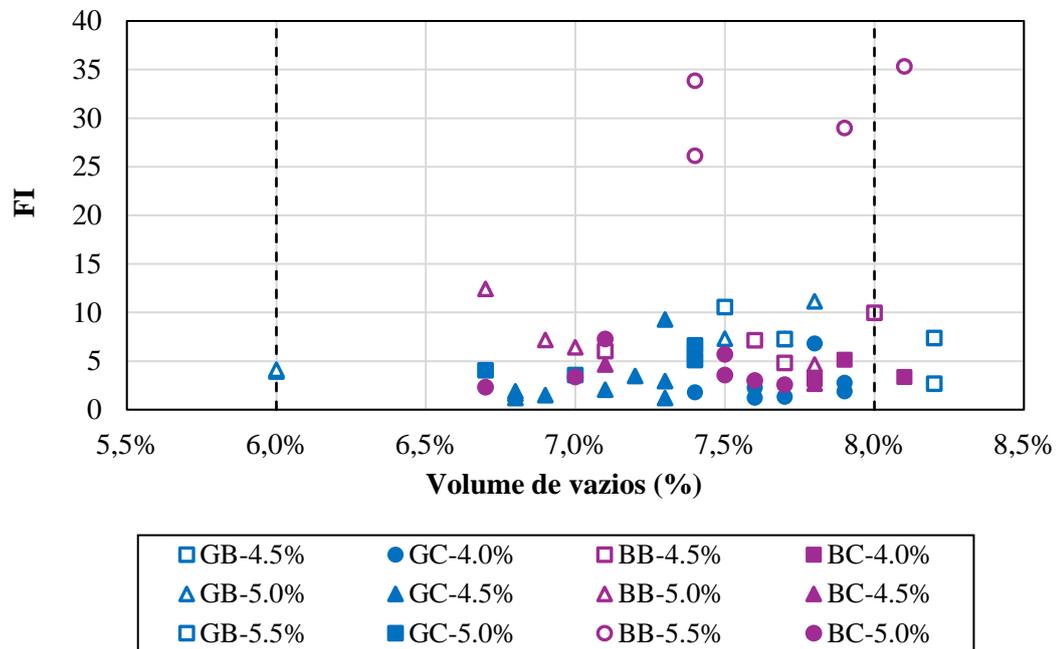


Figura 64 – FI em função do volume de vazios para todas as misturas avaliadas

Dentre as misturas avaliadas, tanto o volume de vazios quanto o valor de FI apresentam uma grande variabilidade. Nota-se ainda que diversas amostras apresentaram volume de vazios fora do intervalo desejado ( $7,0 \pm 1,0\%$ ). Para verificar se é possível comparar os resultados, foi conduzido uma análise de variância (ANOVA) para comparação de médias de volumes de vazios entre os diferentes teores de uma mesma mistura. Os valores médios de volume de vazios e o p-valor de cada grupo estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Volume de vazios médio e p-valor (ANOVA)

Mistura	Volume de vazios em função do teor de ligante				p-valor
	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	
BB	-	7,5%	7,2%	7,6%	0,3783
BC	7,8%	7,8%	7,2%	-	0,0727
GB	-	9,1%	6,9%	7,9%	0,0089
GC	7,7%	7,1%	7,1%	-	0,0001

A partir dos resultados na Tabela 22, as misturas BB e BC apresentam volumes de vazios médios estatisticamente iguais com 95% de confiança ( $p\text{-valor} > 0,05$ ). Já as misturas GB e GC apresentam

volumes de vazios diferentes e, portanto, pode haver a influência desse parâmetro no comportamento mecânico. Essa variabilidade do volume de vazios pode ser atribuída a uma possível segregação da mistura asfáltica durante a compactação do corpo de prova.

Após a realização dos testes de hipóteses, conclui-se que, para as misturas asfálticas com o agregado de basalto, os volumes de vazios são iguais entre eles e que se pode comparar os diferentes valores de FI assumindo que o volume de vazios não está influenciando os resultados e, portanto, considera-se que as diferenças se devem ao teor de ligante. Já para as misturas asfálticas com o agregado de granito, a comparação deve ser feita com ressalvas pois o volume de vazios pode ser o responsável pelos resultados ao invés do teor de ligante. Para comparar o FI para as diferentes misturas, a Figura 65 o FI médio para cada uma das misturas asfálticas avaliadas.

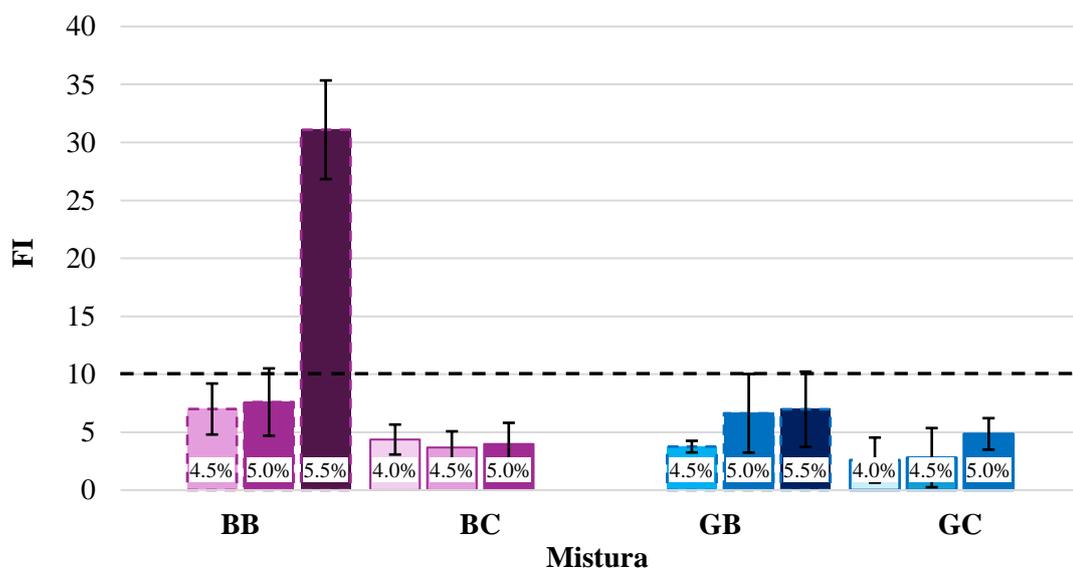


Figura 65 – FI médio para cada uma das misturas asfálticas avaliadas

Além dos valores médios apresentados na Figura 65, a linha tracejada indica um possível limite de valores de FI considerado para a dosagem balanceada: 10, de acordo com o DOT de Illinois. Os resultados exibidos na Figura 65 apresentaram a tendência esperada de aumento de FI com o aumento do teor de teor de ligante, comportamento característico de resistência ao trincamento por fadiga de misturas asfálticas, exceto para a mistura BC. No geral, o valor de FI para misturas asfálticas com ligante AB8 são mais altos que com o CAP 30/45, corroborando que ligantes modificados apresentam maior resistência ao trincamento do que ligantes convencionais.

O valor limite de FI apresentado na Figura 65 foi selecionado baseado nos DOTs norte americanos. Entretanto, devido a variabilidade dos volumes de vazios e dos resultados obtidos para as misturas analisadas, não é possível inferir se o valor limite é adequado para o cenário brasileiro. Dessa forma, com os resultados obtidos e sua variabilidade, o ensaio de SCB não se mostrou adequado para a seleção do teor de ligante da dosagem balanceada de misturas asfálticas brasileiras.

### **7.5. Comparação dos resultados**

Após a análise dos resultados de forma individual, é importante comparar os resultados obtidos em testes para um mesmo defeito e os resultados obtidos nos testes de deformação permanente e trincamento. Dessa forma, é possível visualizar valores limites de diferentes testes e também chegar em um intervalo de teor de ligante de projeto que leve a um desempenho adequado em relação à deformação permanente e ao trincamento por fadiga, obtendo assim uma dosagem balanceada (BMD).

Para a deformação permanente, foram conduzidos os ensaios de afundamento em trilha de roda pelo simulador de tráfego LCPC e resistência a tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT). Para o simulador de tráfego, o valor de 5,0% de afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos é recomendado para misturas asfálticas densas sujeitos a altos volumes de tráfego. Já para o HT-IDT, o valor mínimo necessário foi entre 150 a 210 kPa. Para obter o valor mínimo recomendado para o HT-IDT, a Figura 66 apresenta os valores de HT-IDT obtidos para cada uma das misturas em função do afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos.

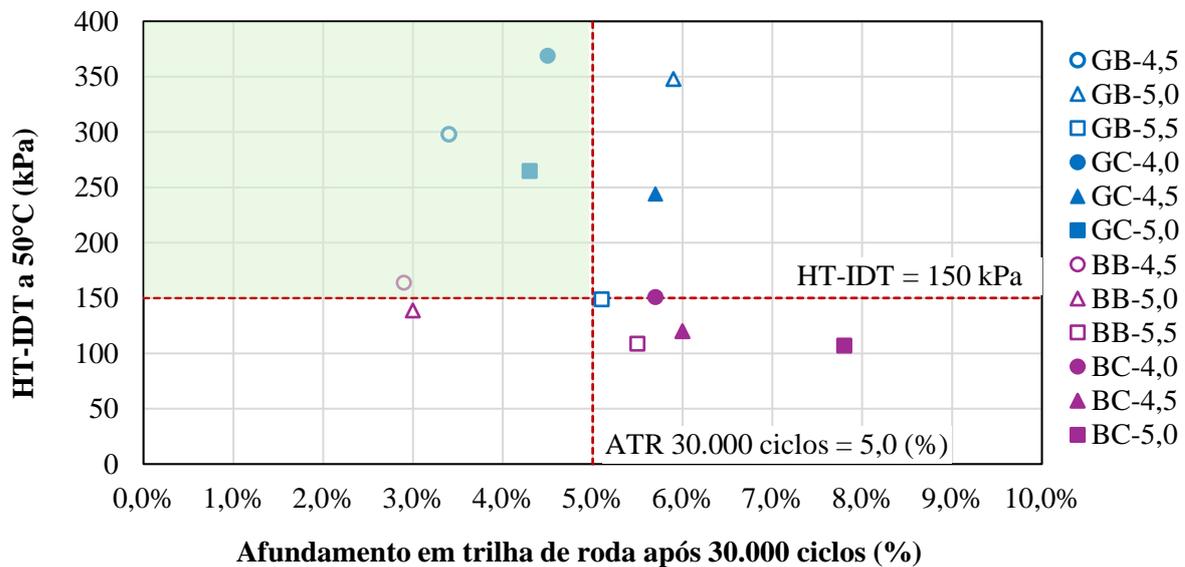


Figura 66 – Comparação dos resultados de HT-IDT e afundamento em trilha de roda

A Figura 66 apresenta ainda os valores limites para ambos os testes. A área hachurada na Figura 66 representa as misturas asfálticas que atendem aos limites mínimos para os testes de deformação permanente (DP): HT-IDT maior que 150 kPa e ATR em 30.000 ciclos menor que 5,0%. Ao avaliar a DP pelo simulador de tráfego, as misturas asfálticas que são aprovadas são: BB-4,5, GC-4,0, GC-5,0 e GB-4,5. Aceita-se também as misturas GB-5,5 e BB-5,5, uma vez que o ATR após 30.000 ciclos delas foi de 5,1% e 5,5%, respectivamente, e estão na margem de erro atribuída a leituras de ensaio (Moura, 2010). Já para o limite de 150 kPa para o HT-IDT, as misturas que foram aprovadas por esse critério, mas não pelo ATR após 30.000 ciclos são: BC-4,0, GC-4,5, GB-5,0 e GB-5,5. Por outro lado, a mistura que passa no simulador de tráfego LCPC, mas reprova pelo HT-IDT é a BB-5,0. Como a mistura BB-5,0 apresentou o ATR após 30.000 ciclos de 3,0%, ela demonstra uma boa estabilidade a deformação permanente, mesmo com o valor baixo de HT-IDT. Portanto, recomenda-se um valor mínimo de HT-IDT a 50°C de 150 kPa para as misturas asfálticas avaliadas e ATR após 30.000 ciclos de até 5,5%.

Após definir os limites, é importante comparar cada um dos testes de deformação permanente com cada um dos testes de fadiga. Como o SCB-IFIT apresentou alta variabilidade e resultados inconsistentes, serão comparados os resultados de deformação permanente somente com o CT-Index.

Na Figura 67 e Figura 68 apresentam-se as comparações dos resultados de CT-Index e HT-IDT e CT-Index e ATR após 30.000 ciclos, respectivamente.

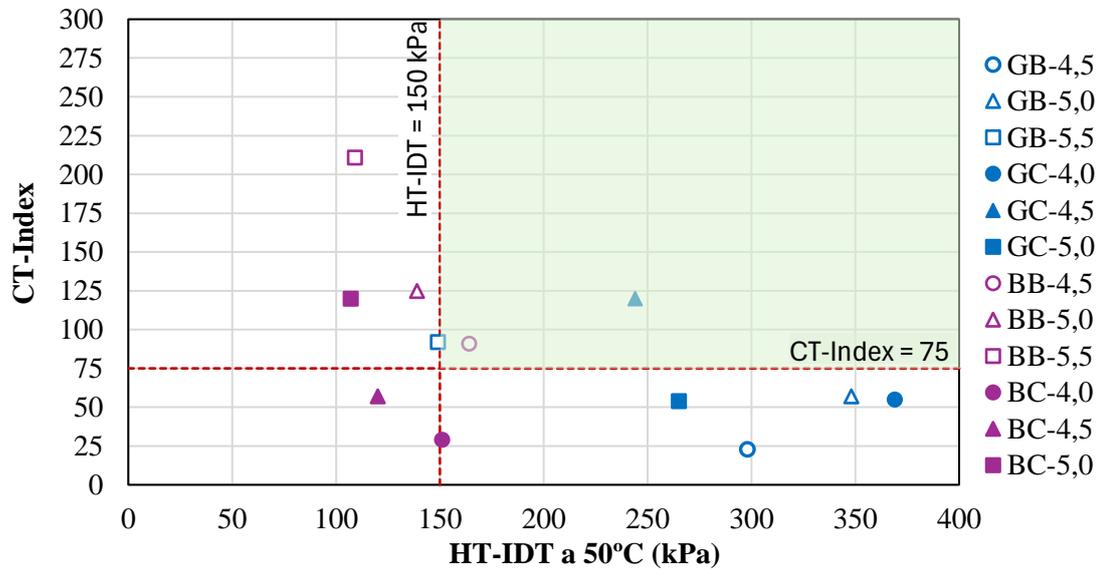


Figura 67 – Comparação dos resultados de CT-Index e HT-IDT

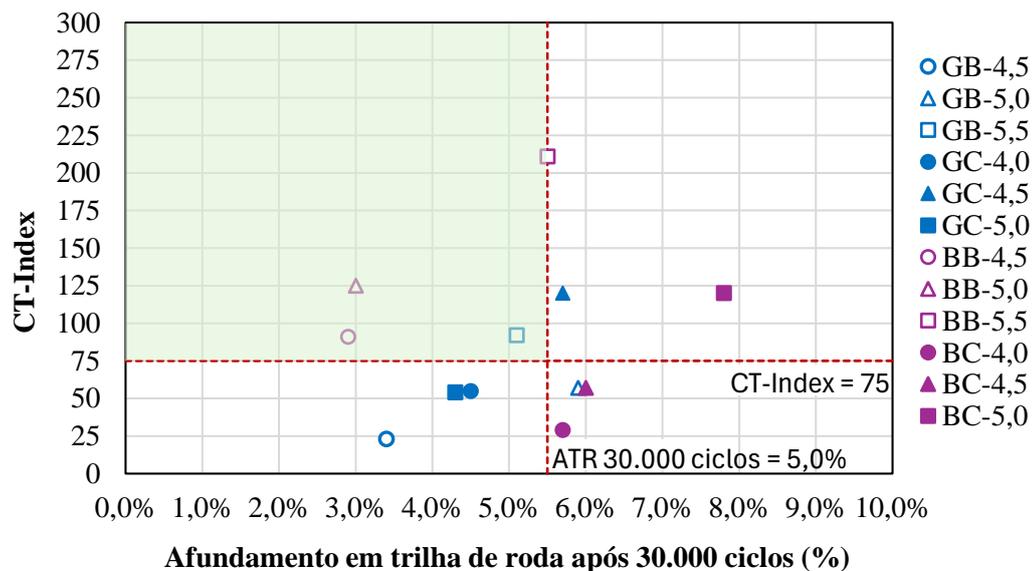


Figura 68 – Comparação dos resultados de CT-Index e afundamento em trilha de roda

Ao analisar os resultados da Figura 67 e da Figura 68, percebe-se que as misturas asfálticas que atenderam a ambos os critérios são as misturas asfálticas com o ligante asfáltico modificado por borracha AB8. Mesmo com as diferenças entre os ensaios, as misturas que apresentam um desempenho adequado para todos os valores limites são BB-5,0, BB-5,5 e GB-5,5. Já as misturas GC-4,5 e BC-5,0 apresentaram comportamentos satisfatórios quanto ao índice de deformação determinado pelo ensaio de carga monotônico, HT-DT, porém um alto valor de ATR, quando avaliadas pelo simulador de tráfego LCPC. Enquanto as misturas GB-4,5, GC-4,0 e GC-5,0 demonstraram resultados satisfatórios frente à deformação permanente, no entanto, não atenderam ao critério mínimo de resistência ao trincamento, com base no CT-Index. Vale ressaltar que as misturas asfálticas compostas por CAP 30/45 e agregado de basalto apresentam um desempenho considerado insatisfatório para a deformação permanente, mas atendem ao critério de fadiga acima de 4,5% de teor de ligante.

Considerando os teores de ligante obtidos para cada uma das misturas pelos métodos de dosagem tradicional, o teor de projeto da mistura asfáltica GC é de 4,6%. Esse teor não foi analisado, mas considerando como referência de comparação a mistura GC-4,5%, ela apresenta um valor elevado de CT-Index e HT-IDT demonstrando um bom comportamento a fadiga e a deformação permanente, respectivamente. Já em relação ao ATR após 30.000 ciclos, o valor obtido é próximo ao valor limite de 5,5%. Já para a mistura GB, seu teor de ligante de projeto é de 5,1% e foi considerado a mistura GB-5,0 como referência. A mistura GB-5,0 apresentou um comportamento inadequado para a fadiga e para a deformação permanente. Entretanto, para o teor de 5,5% (GB-5,5), o comportamento foi satisfatório para os testes mecânicos e, portanto, recomenda-se a revisão do projeto considerando os parâmetros de desempenho.

Já para as misturas com o agregado basáltico, o teor de projeto da mistura BC foi de 4,7%. Considerando como referência as misturas BC-4,5 e BC-5,0, ambas apresentam comportamentos mecânicos ruins e, pela metodologia do BMD, recomenda-se a troca de ligante ou alteração de granulometria. Uma vez que apenas o aumento do teor de ligante asfáltico tende a melhorar a resistência ao trincamento do material, no entanto, torna-o mais suscetível à deformação permanente. Portanto, considerando o ligante asfáltico modificado por borracha, BB, o teor de ligante de projeto pela metodologia volumétrica foi de 5,0%. Esse teor apresentou um bom comportamento mecânico considerando o simulador de tráfego e o CT-Index, mas não atendeu ao critério de HT-IDT (apesar de ter apresentado valor próximo ao limite). A partir dos resultados, conclui-se que, apesar de haver

uma correlação entre os testes de deformação permanente, fatores como o arranjo dos agregados e método de carregamento e falha vão exercer um papel importante no comportamento mecânico das misturas, sendo ainda importante a consideração dos limites.

O uso da metodologia de dosagem BMD pode causar alterações ou não no teor de ligante de projeto obtido a partir de uma dosagem volumétrica, além da possibilidade de requer a troca do tipo de ligante asfáltico para que a mistura atenda aos parâmetros de desempenho. Em algumas situações, a metodologia BMD pode solicitar o aumento do teor de ligante ou uso de uma ligante modificado, o que vai causar um aumento de custo por m<sup>3</sup>. Entretanto, espera-se que a vida útil de misturas asfálticas dosadas pelo BMD seja maior que misturas asfálticas dosadas pelos métodos volumétricos quando utilizadas em estruturas de pavimentos idênticas e sujeitas as mesmas condições de clima e tráfego, tornando-se assim uma metodologia com maior custo-benefício a longo prazo.

#### **7.6. Variabilidade em misturas asfálticas de usina**

Para entender a variabilidade do comportamento mecânico das misturas asfálticas produzidas em usina como forma de controle de qualidade, foi coletada em usina a mistura asfáltica BB (agregado de basalto e ligante asfáltico modificado por borracha). Vale ressaltar que a mistura BB em usina foi produzida conforme o projeto e o teor de ligante era de 5,0%.

A mistura foi levada para laboratório onde foi compactada em amostras cilíndricas com 150 mm de diâmetro, 62 mm de altura e  $7,0 \pm 0,7\%$  de volume de vazios. Os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de HT-IDT e de IDEAL-CT/IDT-CT. Para cada um dos testes, foram ensaiados, pelo menos, 7 corpos de prova. A Figura 69 e a Figura 70 apresentam os *boxplots* dos resultados das misturas de usina e de laboratório para HT-IDT e CT-Index, respectivamente.

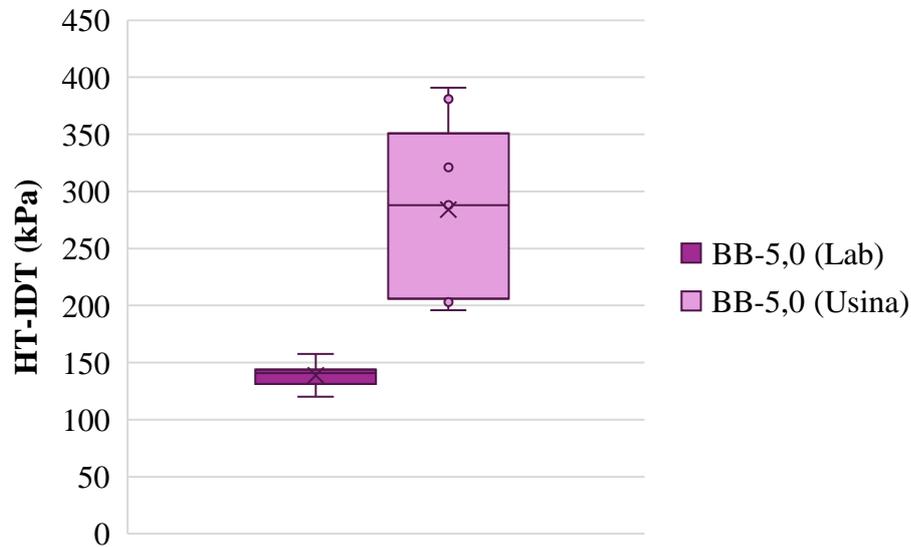


Figura 69 – *Boxplot* dos resultados de HT-IDT para a mistura asfáltica BB-5,0 de usina e de laboratório

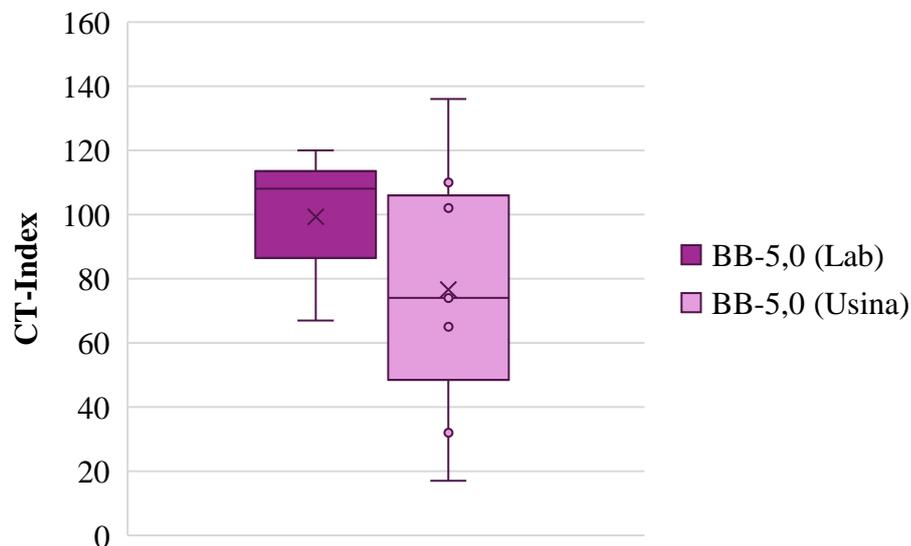


Figura 70 – *Boxplot* dos resultados de CT-Index para a mistura asfáltica BB-5,0 de usina e de laboratório

Nota-se que os resultados de usina apresentam uma maior variabilidade dos dados, com resultados mais dispersos. Além disso, a comparação entre os valores obtidos de HT-IDT demonstra que a mediana da mistura de usina é maior que a de laboratório. Já em relação ao CT-Index, a mistura de

campo apresentou um valor mais baixo que a mistura de laboratório, indicando uma pior resistência ao trincamento.

Para validar os resultados, foi feita uma análise de variância (ANOVA) comparando as misturas de usina e de laboratório. Para o HT-IDT, o p-valor foi de 0,0015, indicando com 95% de confiança que os valores médios dos parâmetros são diferentes entre as misturas de usina e de laboratório. Já para o CT-Index, o p-valor foi de 0,2253, indicando que as misturas são estatisticamente iguais. Apesar de estatisticamente iguais, a mediana de CT-Index mais baixa para a mistura de usina e a mediana de HT-IDT mais alta podem indicar que o reaquecimento da mistura para compactação em laboratório intensificou o envelhecimento do ligante asfáltico aumentando a sua rigidez e, portanto, melhorou a sua tendência de resistência a deformação permanente, mas piorando a sua resistência ao trincamento.

Dessa forma, pode-se esperar que esse comportamento seja característico das misturas produzidas em usina e coletadas para o controle tecnológico de execução. Para validar o uso e aplicação de uma mistura a partir de seu comportamento mecânico, é importante testar frequentemente as misturas de campo e repetir o procedimento em laboratório até que se obtenha um fator de correlação entre as misturas. A avaliação do comportamento mecânico pode ser um parâmetro complementar ao teor de ligante e de granulometria para o controle tecnológico das misturas asfálticas, pois é capaz de avaliar a influência de variações nos parâmetros de controle no comportamento mecânico das misturas. Além disso, é possível avaliar adequadamente se a variação de teor de ligante vai impactar no comportamento mecânico da mistura e levar a uma redução de vida útil, aumentando os custos e frequências de manutenção.

## **8. APLICAÇÃO DO BMD PARA MISTURAS ASFÁLTICAS COM RAP**

Essa etapa consistiu na aplicação do conceito de BMD para a dosagem de misturas asfálticas recicladas com o uso de material fresado (RAP) a partir da caracterização de resistência ao trincamento e à deformação permanente em uma varredura de teores de ligante asfáltico novo. Os ensaios de resistência à deformação permanente conduzidos foram: (i) ensaio de resistência a tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT) e (ii) deformação permanente em simulador de tráfego. Já para a avaliação da resistência ao trincamento, foram conduzidos testes de fratura como indicativos de resistência à fadiga: (i) índice de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT) e (ii) fadiga em vigota quatro pontos para uma das misturas avaliadas.

### 8.1. Matriz experimental

Foram avaliadas duas misturas asfálticas obtidas a partir da combinação do ligante asfáltico AB8 C (item 5.1, p.48), agregado de origem basáltica coletado na Usina B (item **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, p.**Erro! Indicador não definido.**) e do RAP caracterizado no item **Erro! Fonte de referência não encontrada.** (p.**Erro! Indicador não definido.**). As misturas asfálticas foram produzidas a quente em duas condições diferentes, considerando uma ativação e interação completa do ligante presente no RAP e nenhuma ativação do ligante envelhecido, condição também conhecida como “*black rock*”. Essa abordagem foi conduzida a fim de identificar as alterações no comportamento mecânico das misturas adotando dois procedimentos distintos.

A mistura da primeira condição, chamada de RAP\_AT (RAP ativo), foi produzida considerando a granulometria do RAP após a extração do ligante asfáltico, pois foi considerada a hipótese de que 100% do ligante presente no RAP é ativado e interage com o ligante novo adicionado durante a usinagem. Para isso, o RAP foi aquecido a 110°C por 2 horas antes da usinagem. Já a segunda mistura, chamada de RAP\_IN (RAP inativo), foi produzida considerando a granulometria do RAP antes da extração do ligante, uma vez que a hipótese desconsidera qualquer interação do ligante envelhecido, presente no RAP, durante a usinagem. Para isso, o RAP não foi aquecido antes da usinagem, sendo adicionado à mistura em temperatura ambiente. Cada uma das misturas foi avaliada em três diferentes teores de ligante adicionado, ou seja, sem contar com o teor de ligante presente no material fresado, sendo: 3,5%, 4,0% e 4,5%. A Tabela 23 apresenta a matriz experimental e as suas respectivas nomenclaturas.

Tabela 23 - Matriz experimental para aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP

Hipótese	Teor de Ligante: AB8 + Agregado B		
	3,5%	4,0%	4,5%
<i>White rock</i> : 100% de ativação do ligante	RAP_AT-3,5	RAP_AT-4,0	RAP_AT-4,5
<i>Black rock</i> : 0% de ativação do ligante	RAP_IN-3,5	RAP_IN-4,0	RAP_IN-4,5

A granulometria para cada uma das misturas foi ajustada de acordo com a especificação ARTERIS ES 027/2022 para o tamanho máximo nominal de 16,0 mm. Em ambas as misturas, foi adicionado 20% de teor de RAP como substituto dos agregados virgens. Para a mistura RAP\_AT, o teor de substituição foi de 19,2% pois descontou-se os 0,8% do teor de ligante presente no RAP (4,3% de teor de ligante  $\times$  20% de RAP). A Figura 71 apresenta a granulometria obtida e os limites da faixa granulométrica.

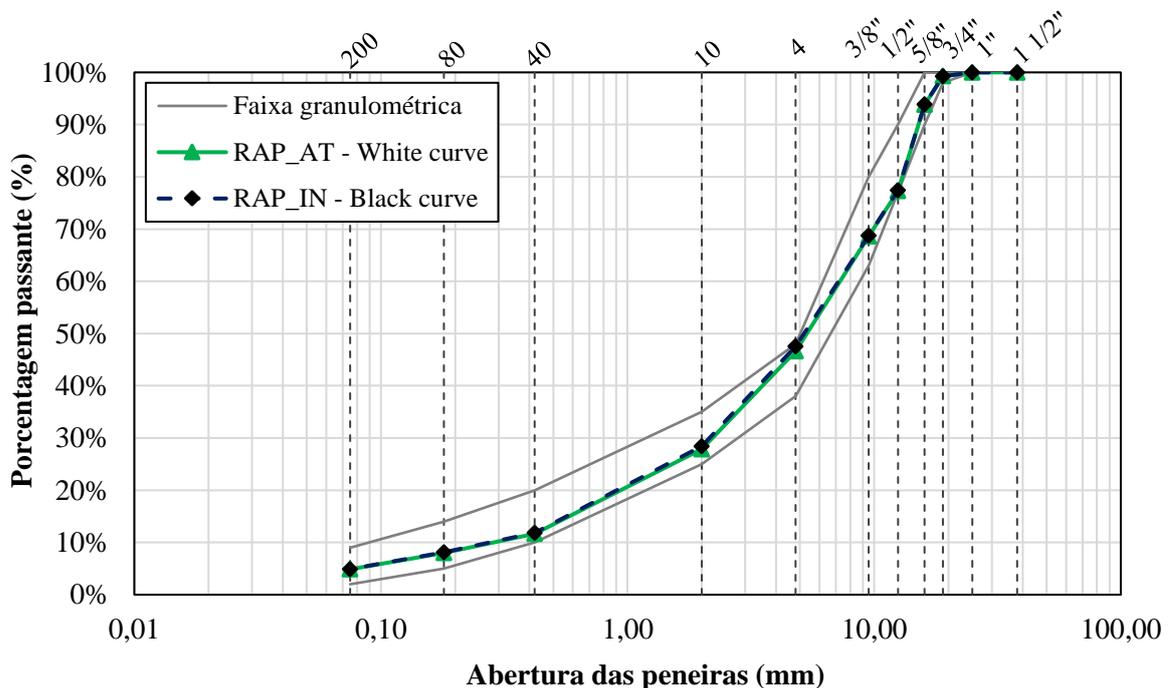


Figura 71 – Composição granulométrica dos agregados de granito e basalto para as misturas asfálticas

## 8.2. Usinagem e preparação de corpos de prova

Todas as misturas asfálticas avaliadas foram produzidas em laboratório. A partir da definição das granulometrias apresentadas na Figura 71, foram produzidas as misturas asfálticas para cada um dos teores e tipo de ligante conforme a Tabela 23. As misturas asfálticas foram usinadas no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP-EPUSP) utilizando um misturador de laboratório do tipo *pugmill*, que proporciona a mistura por tombamento, simulando as condições de produção de uma usina de campo, conforme ilustra a Figura 43. Os agregados foram aquecidos a 185°C e o ligante asfáltico foi adicionado a mistura em 175°C para o ligante AB8. Para a mistura RAP\_AT, o RAP foi

aquecido a 110°C por 2 horas antes da usinagem, já para a mistura RAP\_IN, o RAP foi adicionado em temperatura ambiente.

O procedimento para a usinagem, quarteamento, compactação, determinação de massa específica máxima ( $G_{mm}$ ) e de volume de vazios ( $V_v$ ) foi conduzido conforme descrito no item 6.1 Usinagem e compactação das misturas asfálticas (p. 76) para os testes que utilizam corpos de provas cilíndricos. A  $G_{mm}$  foi determinada para cada uma das misturas asfálticas em três amostras diferentes, cujos valores médios são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Massa específica máxima medida ( $G_{mm}$ ) para as misturas asfálticas com RAP

<b>Massa específica máxima medida (<math>G_{mm}</math>, g/cm<sup>3</sup>)</b>			
<b>Mistura</b>	<b>Teor de Ligante: AB8 + Agregado B</b>		
	<b>3,5%</b>	<b>4,0%</b>	<b>4,5%</b>
<b>RAP_AT</b>	2,656	2,641	2,625
<b>RAP_IN</b>	2,640	2,634	2,604

A preparação dos corpos de prova foi feita de acordo com a geometria necessária para cada teste. O procedimento foi conduzido conforme os itens 7.2.1 (p. 87) e 7.2.2 (p. 88).

### **8.3. Resistência à deformação permanente**

#### *8.3.1 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT)*

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT) foi conduzido seguindo o mesmo procedimento descrito no item 7.3.1 (p. 90). O teste foi realizado para cada uma das misturas asfálticas apresentadas na matriz experimental da Tabela 23 em, pelo menos, três amostras. A Figura 72 apresenta o valor de HT-IDT registrado para cada um dos corpos de prova em função de seu volume de vazios.

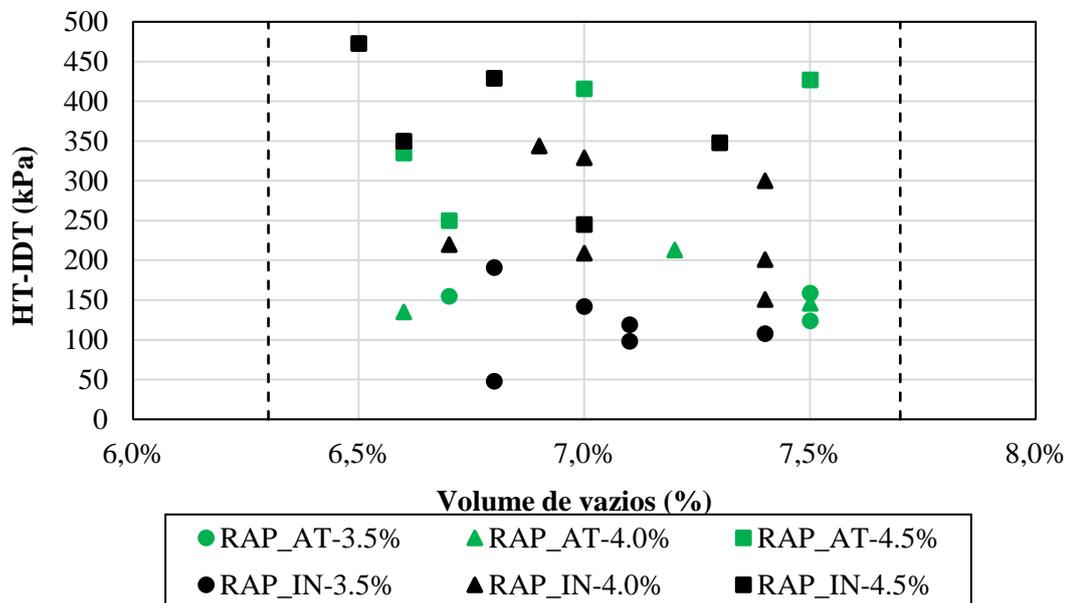


Figura 72 – HT-IDT em função do volume de vazios para todas as misturas asfálticas recicladas avaliadas

A partir dos resultados apresentados na Figura 72, nota-se que os valores de HT-IDT registrados, variam entre, aproximadamente, 100 e 500 kPa. Já em relação ao volume de vazios, percebe-se que há uma grande variabilidade entre os valores medidos para cada corpo de prova. Para comparar os resultados de HT-IDT entre as diferentes misturas asfálticas, é importante identificar se os volumes de vazios médios são iguais entre os grupos de diferentes teores de ligante para a mesma mistura. Para isso, realizou-se uma análise de variância (ANOVA) de fator único para verificar se as variâncias dos grupos são estatisticamente iguais ou não, tendo como hipótese nula que as médias dos volumes de vazios são iguais. A Tabela 25 apresenta o volume de vazios médio para cada uma das misturas asfálticas e o p-valor obtido na comparação do grupo.

Tabela 25 – Volume de vazios médio e p-valor (ANOVA)

Mistura	Volume de vazios em função do teor de ligante			p-valor
	3,5%	4,0%	4,5%	
RAP_AT	7,2%	7,1%	7,1%	0,8949
RAP_IN	7,0%	7,1%	6,8%	0,1919

A partir dos resultados apresentados na Tabela 25, pode-se aceitar a hipótese nula, pois os valores de p-valor são maiores que 0,05. Portanto, as médias dos volumes de vazios de diferentes teores para

uma mesma mistura são estatisticamente iguais com 95% de confiança. Após a realização da ANOVA, concluiu-se que os volumes de vazios são iguais entre os grupos de diferentes teores de ligante para uma mesma mistura e que se pode comparar os diferentes valores médio de HT-IDT assumindo que o volume de vazios não está influenciando os resultados e, portanto, considera-se que as diferenças se devem somente ao teor de ligante. A Figura 73 apresenta os valores médios de HT-IDT para cada uma das misturas asfálticas avaliadas.

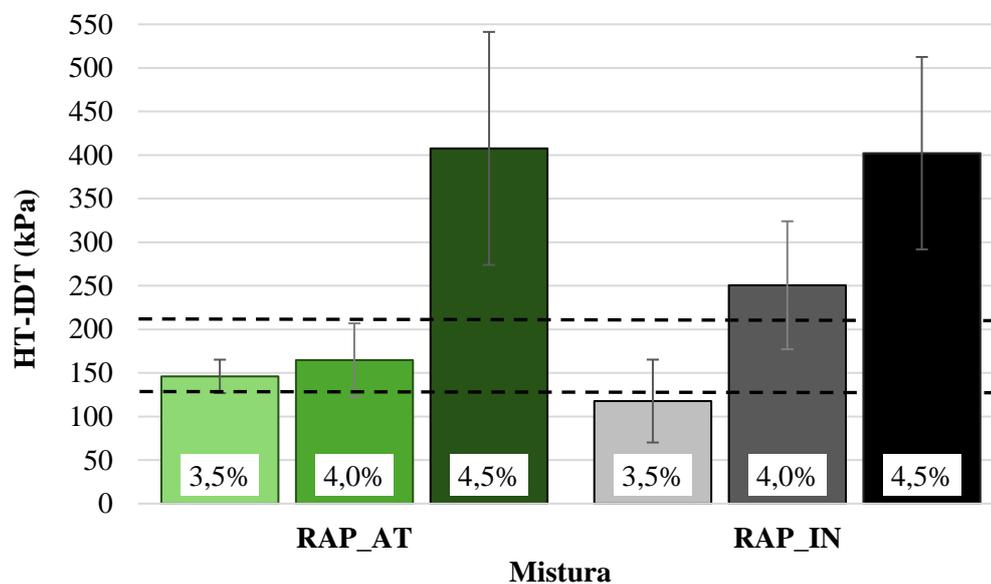


Figura 73 – HT-IDT médio para cada uma das misturas asfálticas avaliadas

Além dos valores médios apresentados na Figura 73, as linhas tracejadas indicam possíveis limites de valores de HT-IDT considerados para a dosagem balanceada: 130 e 210 kPa. Os resultados apresentados na Figura 73 apresentam uma tendência não esperada: o valor de HT-IDT aumenta com o aumento do teor de ligante. Como maiores valores de HT-IDT indicam uma maior resistência a deformação permanente, era esperado que o aumento no teor de ligante reduzisse os valores de HT-IDT, o que não aconteceu para nenhuma das misturas. Esse comportamento pode ser atribuído a uma falta de ligante para os teores de 3,5% e 4,0%, causando a falta de coesão da mistura e ocasionando uma ruptura em menores tensões.

Para verificar a diferença de comportamento entre os diferentes teores de ligante e as diferentes abordagens de inclusão de RAP nas misturas asfálticas, foram conduzidos testes-t de comparação

média para os diferentes cenários. A Tabela 26 apresenta os p-valores obtidos nas diferentes comparações.

Tabela 26 – Comparação dos valores de HT-IDT médio para os diferentes teores de ligante

<b>Mistura</b>	<b>Comparação de teores</b>	<b>p-valor</b>
RAP_AT	3,5% x 4,0%	<b>0.5357</b>
	3,5% x 4,5%	0.0126
	4,0% x 4,5%	0.0131
RAP_IN	3,5% x 4,0%	0.0028
	3,5% x 4,5%	0.0002
	4,0% x 4,5%	0.0271
RAP_AT-3,5%	x RAP_IN-3,5%	<b>0.2453</b>
	x RAP_IN-4,0%	0.0010
	x RAP_IN-4,5%	0.0080
RAP_AT-4,0%	x RAP_IN-3,5%	<b>0.1918</b>
	x RAP_IN-4,0%	<b>0.0530</b>
	x RAP_IN-4,5%	0.0019
RAP_AT-4,5%	x RAP_IN-3,5%	0.0058
	x RAP_IN-4,0%	<b>0.0546</b>
	x RAP_IN-4,5%	<b>0.5256</b>

Os valores de p-valor acima de 0,05 foram destacados na Tabela 26, pois indicam a aceitação da hipótese nula, isso é, as médias de HT-IDT são estatisticamente iguais com 95% de confiança. Considerando a comparação entre teores de ligante para o RAP\_AT, teores de 3,5% e 4,0% são estatisticamente iguais. Em relação aos demais teores da mistura RAP\_AT e todos os teores avaliados do RAP\_IN, os valores são estatisticamente diferentes, indicando maior sensibilidade do índice com o aumento do teor de ligante, para cada uma das condições avaliadas. Já em relação ao comparativo das duas condições, com e sem ativação do ligante, para os mesmos teores de ligante, não houve diferença estatística dos índices das misturas RAP\_AT em comparação às misturas RAP\_IN.

A Figura 73 ainda sinaliza os valores mínimos adotados de HT-IDT pelos DOTs de Alabama e Nova Iorque. No Alabama, exige-se um valor mínimo de resistência à tração (HT-IDT) de 130 kPa para a temperatura de 50°C (ALDOT 458). Já em Nova Iorque, o valor mínimo de HT-IDT é de 210 kPa para a temperatura de ensaio de 44°C. Analisando os valores de HT-IDT considerando o limite de 210 kPa, nota-se que esse valor é capaz de atender a mistura com de RAP\_IN com 4,0% e 4,5%, já para a mistura RAP\_AT, ela atende somente ao teor de 4,5%. Observando ainda o limite de 130 kPa,

todas as misturas seriam aprovadas, exceto RAP\_IN-3,5. Portanto, um valor intermediário entre 130 e 210 kPa seria a melhor alternativa para o cenário dos materiais avaliados. Considerando então o valor de 150 kPa observado como um valor adequado para as misturas asfálticas sem RAP, o teor de ligante mínimo adicionado para as misturas com RAP é de 4,0%, com ou sem o pré-aquecimento do material fresado.

### 8.3.2 Resistência à deformação permanente no simulador de tráfego LCPC

O ensaio de deformação permanente em simulador de tráfego foi realizado nas placas de misturas asfálticas com RAP compactadas conforme descrito no item 7.3.2 (p. 95). O ensaio foi realizado em duas placas para cada uma das misturas asfálticas da matriz experimental apresentadas na Tabela 23. A Tabela 27, a Figura 74 e a Figura 75 apresentam os resultados de afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas RAP\_AT e RAP\_IN, respectivamente, para todos os teores de ligante avaliados.

Tabela 27 – Afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos

<b>Mistura</b>	<b>Teor de ligante</b>	<b>Afundamento após 30.000 ciclos</b>
RAP_AT	3,5%	3,36%
	4,0%	2,99%
	4,5%	3,94%
RAP_IN	3,5%	4,29%
	4,0%	4,10%
	4,5%	4,54%

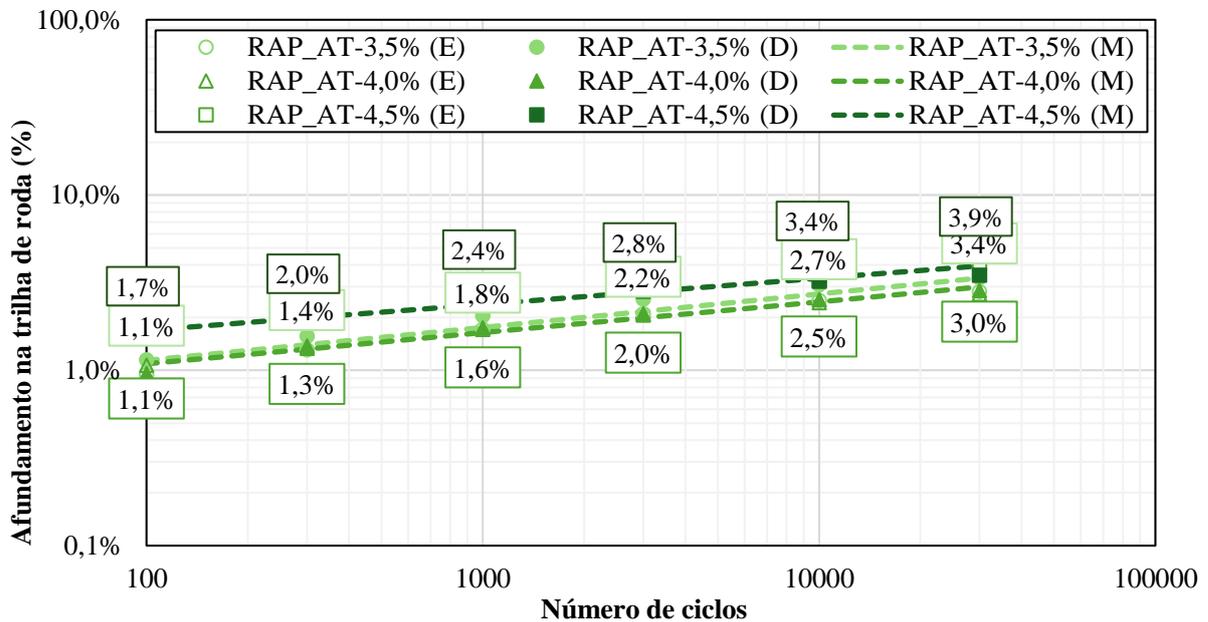


Figura 74 – Afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas RAP\_AT-3,5, RAP\_AT-4,0 e RAP\_AT-4,5

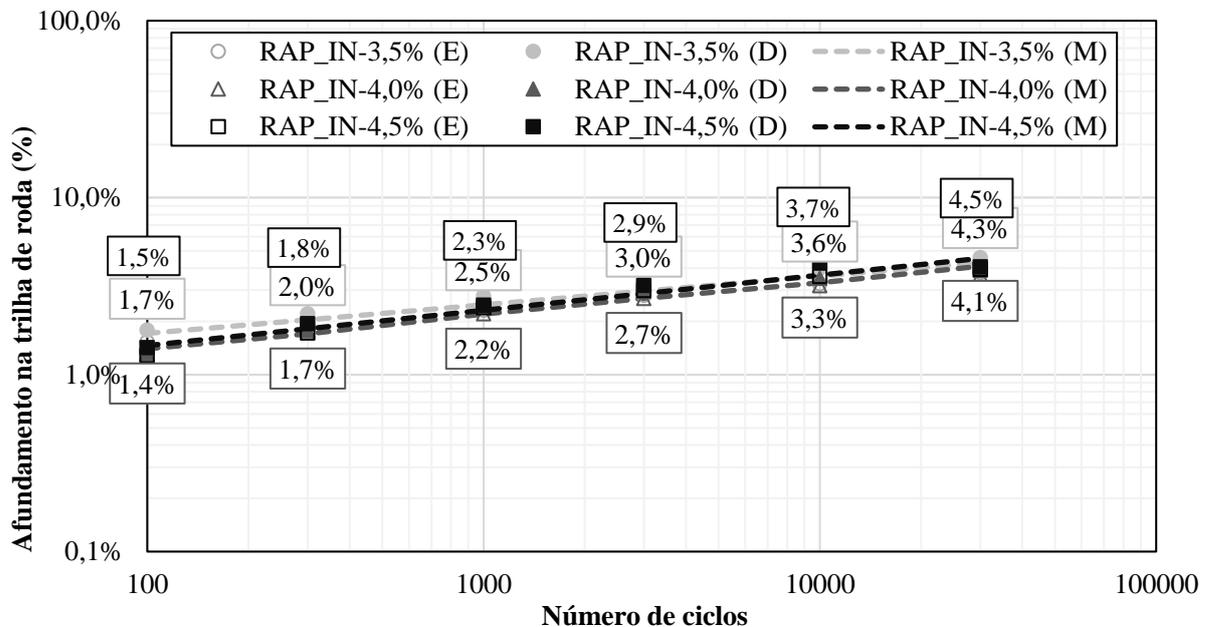


Figura 75 – Afundamento em trilha de roda para as misturas asfálticas RAP\_IN-3,5, RAP\_IN-4,0 e RAP\_IN-4,5

A Figura 74 apresenta os resultados para as misturas asfálticas com a adição de RAP após aquecimento. Os resultados apresentam uma tendência de maior afundamento para a mistura com o maior teor de ligante, porém, todos os valores são considerados bons e abaixo do limite. O mesmo comportamento pode ser observado para a mistura RAP\_IN (Figura 75). Nota-se que há uma baixa influência na resposta à deformação permanente em função do teor de ligante, uma vez que os valores de afundamento dos diferentes teores de ligante asfálticos, para as duas misturas, são bastante próximos.

Comparando os resultados das duas misturas, os valores de afundamento na mistura RAP\_IN são ligeiramente mais elevados do que da mistura RAP\_AT em todos os teores. Esse comportamento é atribuído a mobilização do ligante asfáltico envelhecido presente no material fresado. Uma vez que o pré-aquecimento pode ter favorecido a ativação e interação com o ligante novo adicionado, resultando em um ligante final da mistura com maior rigidez, em comparação ao ligante asfáltico presente na mistura RAP\_IN, cujo material tende a ativar em menor grau, quando adicionado sem condicionamento térmico. Vale ressaltar que, mesmo com as variações no teor de ligante, todas as misturas avaliadas são adequadas para o uso em rodovias com tráfego elevado pois apresentam deformação após 30.000 ciclos inferiores a 5,0%.

## **8.4. Resistência ao trincamento**

### *8.4.1 Ensaio de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT)*

O índice de tolerância ao trincamento (CT-Index) é um dos parâmetros mais utilizados nos Estados Unidos para avaliação da tolerância ao trincamento na aplicação do conceito de BMD em dosagem de misturas asfálticas recicladas e é determinado a partir do ensaio de IDEAL-CT/IDT-CT. O procedimento experimental e a análise dos resultados para o cálculo do índice de tolerância ao trincamento (CT-Index) foram realizados conforme descrito no item 6.4 (p. 82). Para cada uma das misturas asfálticas apresentadas na matriz experimental na Tabela 23, foram produzidos e ensaiados, pelo menos, 3 amostras. A Figura 76 apresenta o valor calculado de CT-Index em função do volume de vazios dos corpos de prova.

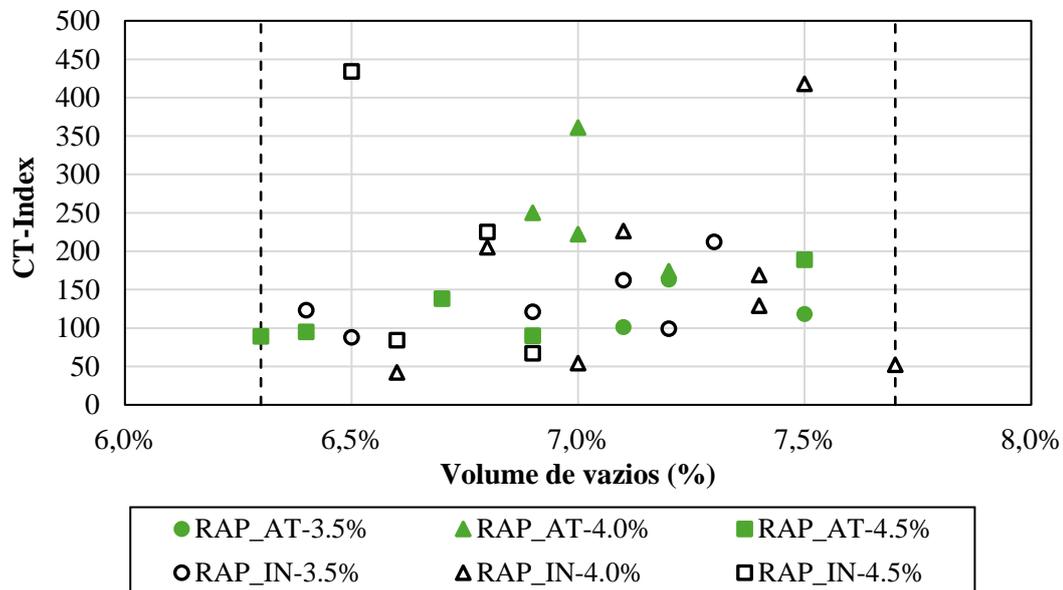


Figura 76 – CT-Index em função do volume de vazios para as misturas asfálticas com RAP avaliadas

Dentre as misturas avaliadas, tanto o volume de vazios quanto o valor de CT-Index apresentam uma grande variabilidade, conforme apresentado na Figura 76. Para verificar se é possível comparar os resultados, foi conduzida uma análise de variância (ANOVA) para comparação de médias de volumes de vazios entre os diferentes teores de uma mesma mistura. A Tabela 28 apresenta o volume de vazios médio para cada uma das misturas asfálticas e o p-valor obtido na comparação do grupo.

Tabela 28 – Volume de vazios médio e p-valor (ANOVA)

Mistura	Volume de vazios em função do teor de ligante			p-valor
	3,5%	4,0%	4,5%	
RAP_AT	7,3%	7,0%	6,8%	0,1743
RAP_IN	6,9%	7,1%	6,7%	0,0583

A partir dos resultados apresentados na Tabela 28, pode-se aceitar a hipótese nula, isso é, a média dos volumes de vazios dos diferentes teores de ligante de uma mesma mistura são estatisticamente iguais com 95% de confiança, pois os valores de p-valor são maiores que 0,05. Portanto, as médias dos volumes de vazios de diferentes teores para uma mesma mistura são estatisticamente iguais com 95% de confiança. Após a realização da ANOVA, concluiu-se que os volumes de vazios são iguais entre

os grupos de diferentes teores de ligante para uma mesma mistura e que se pode comparar os diferentes valores médio de CT-Index assumindo que o volume de vazios não está influenciando os resultados e, portanto, considera-se que as diferenças se devem somente ao teor de ligante. A Figura 77 apresenta os valores médios de CT-Index para cada uma das misturas asfálticas avaliadas.

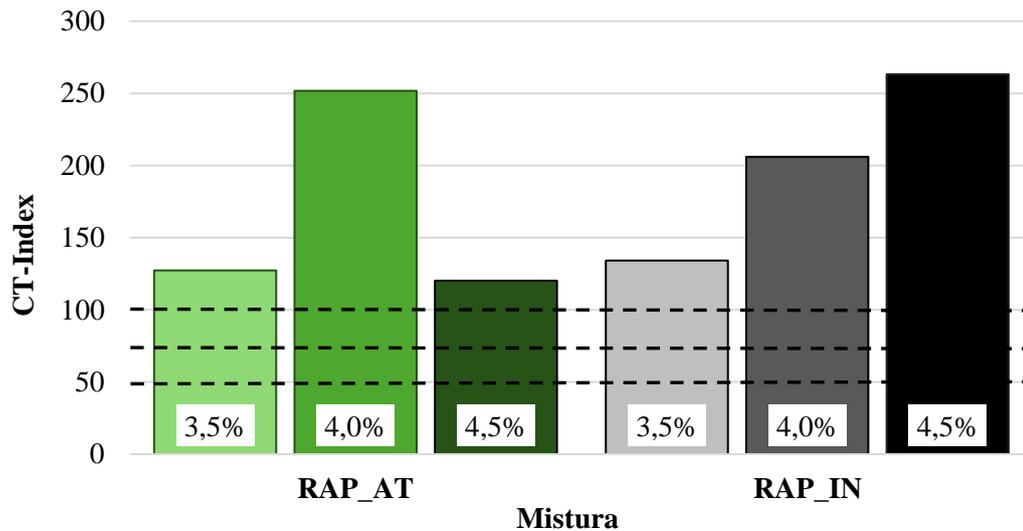


Figura 77 – CT-Index médio para cada uma das misturas asfálticas avaliadas

Além dos valores médios apresentados na Figura 77, as linhas tracejadas indicam possíveis limites de valores de CT-Index considerados para a dosagem balanceada: 50, 75 e 100. Os resultados para a mistura RAP\_IN apresentam uma tendência já esperada: o valor médio de CT-Index aumenta com o aumento do teor de ligante, comportamento característico de resistência ao trincamento por fadiga de misturas asfálticas. Além disso, nota-se que a mistura RAP\_AT-4,0 apresenta um valor de CT-Index bastante elevado em comparação às outras duas misturas, que resultaram em valores similares.

Os valores limites de CT-Index apresentados na Figura 77 foram selecionados de acordo com as recomendações de DOTs norte-americanos. O valor mínimo de CT-Index adotado depende de cada estado e pode também depender no nível de tráfego, conforme indicado na Tabela 20. Vale ressaltar ainda, que todas as misturas apresentaram valores de CT-Index superiores aos limites sugeridos.

Para verificar a diferença de comportamento entre os diferentes teores de ligante e as diferentes abordagens de inclusão de RAP nas misturas asfálticas, foram conduzidos testes-t de comparação média para os diferentes cenários. A Tabela 29 apresenta os p-valores obtidos nas diferentes comparações.

Tabela 29 – Comparação dos valores de CT-Index médio para os diferentes teores de ligante

Mistura	Comparação de teores	p-valor
RAP_AT	3,5% x 4,0%	0,0467
	3,5% x 4,5%	0,7993
	4,0% x 4,5%	0,0408
RAP_IN	3,5% x 4,0%	0,2730
	3,5% x 4,5%	0,2310
	4,0% x 4,5%	0,6082
RAP_AT-3,5%	x RAP_IN-3,5%	0,8037
	x RAP_IN-4,0%	0,2354
	x RAP_IN-4,5%	0,2113
RAP_AT-4,0%	x RAP_IN-3,5%	0,0551
	x RAP_IN-4,0%	0,5332
	x RAP_IN-4,5%	0,9114
RAP_AT-4,5%	x RAP_IN-3,5%	0,6173
	x RAP_IN-4,0%	0,1976
	x RAP_IN-4,5%	0,1935

Os valores de p-valor abaixo de 0,05 foram destacados, pois indicam a rejeição da hipótese nula, isso é, as médias de CT-Index são estatisticamente diferentes com 95% de confiança. Com exceção das comparações entre os teores de 3,5% x 4,0% e 4,0% x 4,5% para a mistura RAP\_AT, todas as comparações são estatisticamente iguais. Em função da alta variabilidade dos resultados, os valores médios tenderam à similaridade, quando comparadas as diferentes misturas e teores de ligantes, indicante resultados pouco confiáveis do IDEAL-CT/IDT-CT. Misturas com incorporação de material fresado tem uma tendência de maior variabilidade pela própria variação da composição dos grumos do fresado.

#### 8.4.2 Ensaio de flexão em vigota quatro pontos

O ensaio de flexão em vigota quatro pontos é um ensaio cíclico realizado em amostras prismáticas, a partir do qual é possível se obter a curva de fadiga das misturas asfálticas. As misturas foram compactadas com a mesa compactadora LCPC, produzindo placas de 500 x 180 x 100 mm. O ensaio realizado para esta caracterização das misturas foi o de viga à flexão em quatro pontos, conforme norma ASTM D7460-10. Apesar da referida norma ter sido descontinuada em 2019, ela foi utilizada pois é a prática adotada pela Concessionária. A placa para o ensaio de fadiga foi serrada, resultando

em duas vigotas de dimensões 380 x 63 x 50 mm. O ensaio consistiu na aplicação de uma carga para gerar um deslocamento cíclico na região central da vigota até o critério de ruptura adotado de 40% da rigidez original. Para todas as misturas, o ensaio foi realizado a 20°C e as amostras foram ensaiadas nas deformações de 300, 400, 500, 600, 700 e 800  $\mu\epsilon$ . A Figura 78 ilustra a configuração do ensaio.

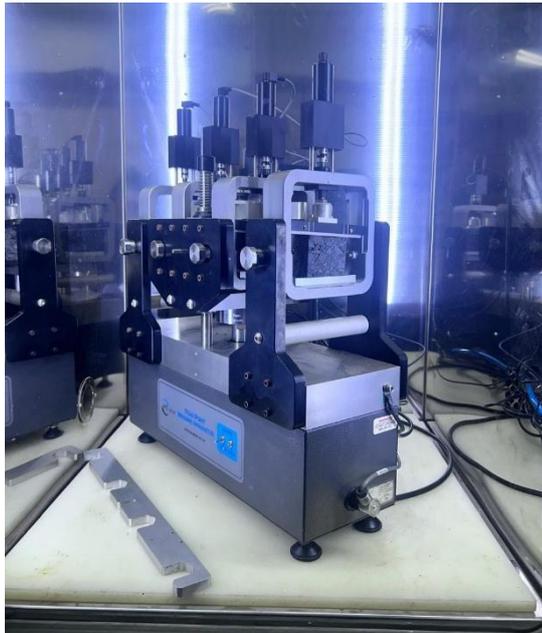


Figura 78 – Configuração do ensaio de flexão em vigota quatro pontos

O ensaio foi realizado somente para as misturas asfálticas RAP\_AT para os três teores de ligante avaliados: 3,5%, 4,0% e 4,5%. A Figura 79 apresenta as curvas de fadiga obtidas. Foi empregado o modelo de fadiga derivado das Curvas de Wöhler expresso pela equação  $N = a \times (\epsilon_t)^b$ , na qual N representa o número de ciclos até a ruptura,  $\epsilon_t$  refere-se à deformação aplicada, e  $a$  e  $b$  são coeficientes de ajuste obtidos experimentalmente. O coeficiente  $a$  reflete a resistência intrínseca do material quanto à fadiga, enquanto o expoente  $b$  (em valores absolutos) indica a sensibilidade do material às variações na deformação (Al-Qadi et al., 2019; Kim e Wen, 2019). A Tabela 30 mostra os parâmetros obtidos para cada mistura, bem como o  $R^2$  das curvas. A Figura 80 apresenta os valores médios da rigidez na flexão ao final do ensaio para cada uma das misturas estudadas.

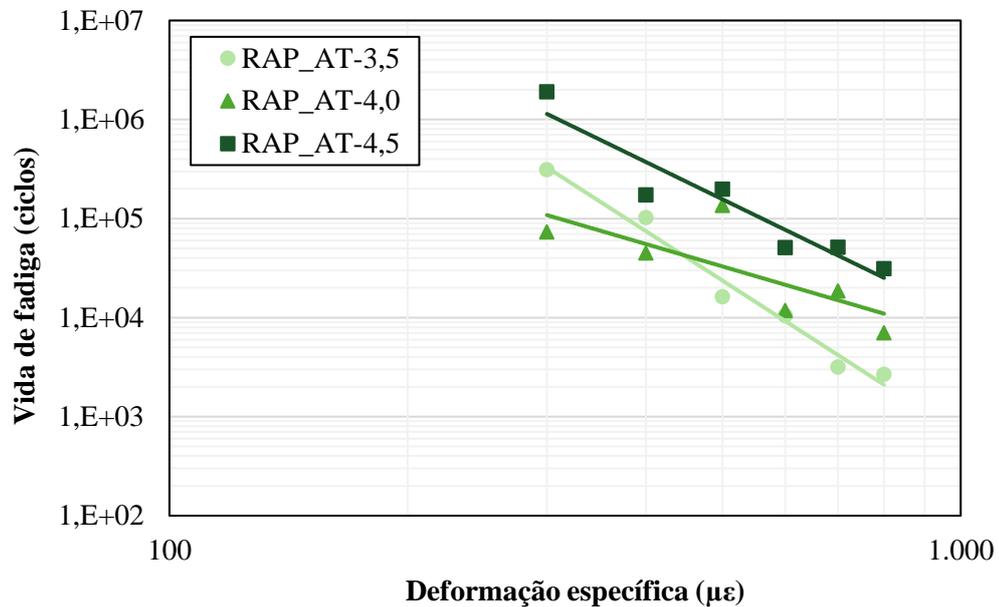


Figura 79 – Curva de fadiga para as misturas RAP\_AT-3,5, RAP\_AT-4,0 e RAP\_AT-4,5

Tabela 30 – Parâmetros da curva de fadiga

Mistura	<i>a</i>	<i>b</i>	R <sup>2</sup>
RAP_AT-3,5	$1,89 \times 10^{18}$	-5,15	0,978
RAP_AT-4,0	$6,63 \times 10^{10}$	-2,34	0,565
RAP_AT-4,5	$4,82 \times 10^{15}$	-3,89	0,897

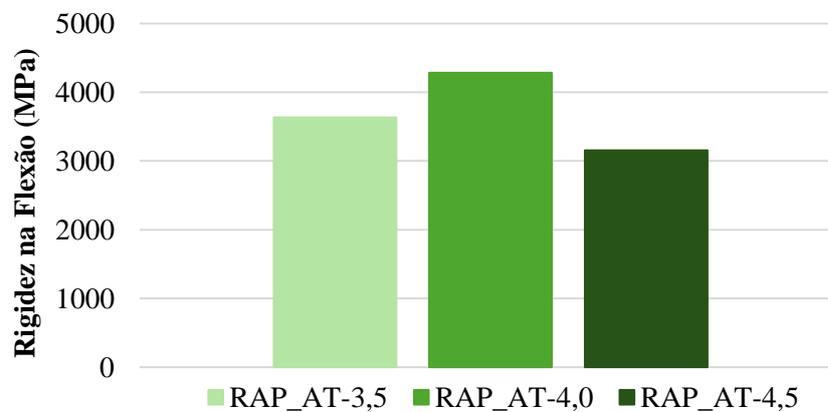


Figura 80 – Rigidez média na flexão para as misturas RAP\_AT-3,5, RAP\_AT-4,0 e RAP\_AT-4,5

A partir da curva de fadiga, observa-se que a resistência à fadiga diminui com a redução do teor de ligante, o que é um comportamento esperado para misturas asfálticas, logo, a maior vida de fadiga é apresentada para a mistura RAP\_AT-4,5. Em relação aos coeficientes do modelo, a mistura RAP\_AT-3,5 é a mais sensível à deformação. Já em relação à rigidez, a mistura RAP\_AT-4,0 apresenta maior rigidez ao final do ensaio que as demais misturas.

O ensaio de flexão em vigotas (4PBB) é um ensaio complexo que demanda diversos dias entre a preparação da amostra, realização do ensaio e análise dos resultados. Atualmente, nos Estados Unidos, somente os estados da Califórnia, Iowa e Nova Jersey utilizam o 4PBB para a aplicação do BMD. Os limites adotados por ele são baseados na realização do ensaio utilizando um procedimento diferente, o que impacta significativamente nos resultados obtidos. Portanto, não é possível estimar se a vida de fadiga apresentada para a mistura RAP\_AT em seus diferentes teores são ou não satisfatórias.

## **8.5. Comparação dos resultados**

Após a análise dos resultados individualmente, é importante comparar os resultados obtidos em testes para um mesmo defeito e os resultados obtidos nos testes de deformação permanente e trincamento. Dessa forma, é possível visualizar possíveis valores limites de diferentes testes e também chegar em um intervalo de teor de ligante de projeto que leve a um desempenho adequado em relação à deformação permanente e ao trincamento por fadiga, obtendo assim a dosagem balanceada (BMD).

Para a deformação permanente, foram conduzidos os ensaios de afundamento em trilha de roda pelo simulador de tráfego LCPC e resistência a tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT). Para o simulador de tráfego, o valor de 5,0% de afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos é recomendado para misturas asfálticas densas sujeitos a altos volumes de tráfego. Já para o HT-IDT, o valor mínimo necessário foi entre 150 e 210 kPa. Para poder obter o valor mínimo recomendado para o HT-IDT, a Figura 81 apresenta os valores de HT-IDT obtidos para cada uma das misturas em função do afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos.

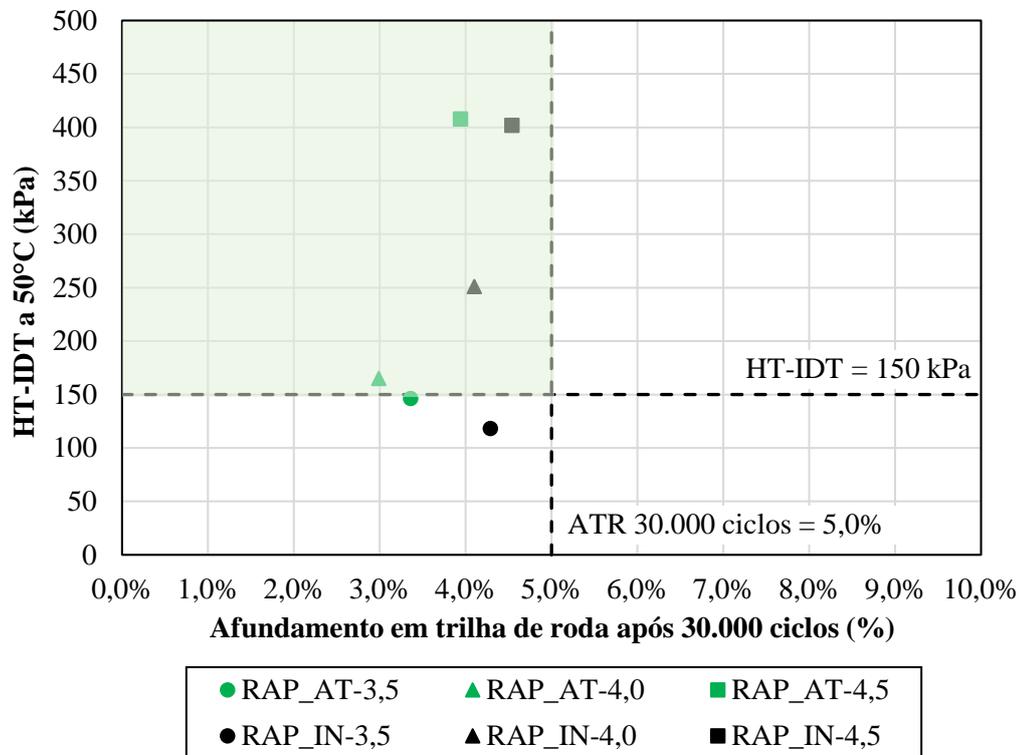


Figura 81 – Comparação dos resultados de HT-IDT e afundamento em trilha de roda para misturas asfálticas com RAP

A área hachurada representa as misturas asfálticas que atendem aos limites mínimos para os testes de deformação permanente (DP): HT-IDT maior que 150 kPa e ATR em 30.000 ciclos menor que 5,0%. Ao avaliar a DP pelo simulador de tráfego, todas as misturas asfálticas foram aprovadas. Já para o limite de 150 kPa para o HT-IDT, as misturas que foram aprovadas somente por esse critério são RAP\_AT-4,0, RAP\_AT-4,5, RAP\_IN-4,0 e RAP\_IN-4,5. Conforme mencionado, o teor de ligante de 3,5% não foi suficiente para promover maior coesão da mistura, o que resultou em baixas tensões de ruptura a tração.

Além disso, a tendência inesperada do aumento do HT-IDT com o aumento do teor de ligante pode ocorrer devido à baixa coesão do material em menores teores de ligante asfáltico, proporcionando um material com baixa estabilidade, mas que, com o acréscimo de ligante, sua resistência a deformações plásticas tende a aumentar. Vale ressaltar que não foi feita a caracterização reológica do RAP para compreender o quão envelhecido estava o material, mas os resultados de HT-IDT podem ser um indicativo do elevado grau de envelhecimento do material. Em relação ao valor mínimo exigido de

HT-IDT, adota-se 150 kPa assim como adotado para as misturas asfálticas sem material fresado. Portanto, pela deformação permanente, o teor de ligante de projeto mínimo deve ser de 4,0%.

Como o ensaio de 4PBB foi realizado somente para a mistura RAP\_AT serão comparados os resultados de deformação permanente somente com o CT-Index. Na Figura 82 e Figura 83 apresentam-se as comparações dos resultados de CT-Index e HT-IDT, e de CT-Index e ATR após 30.000 ciclos, respectivamente.

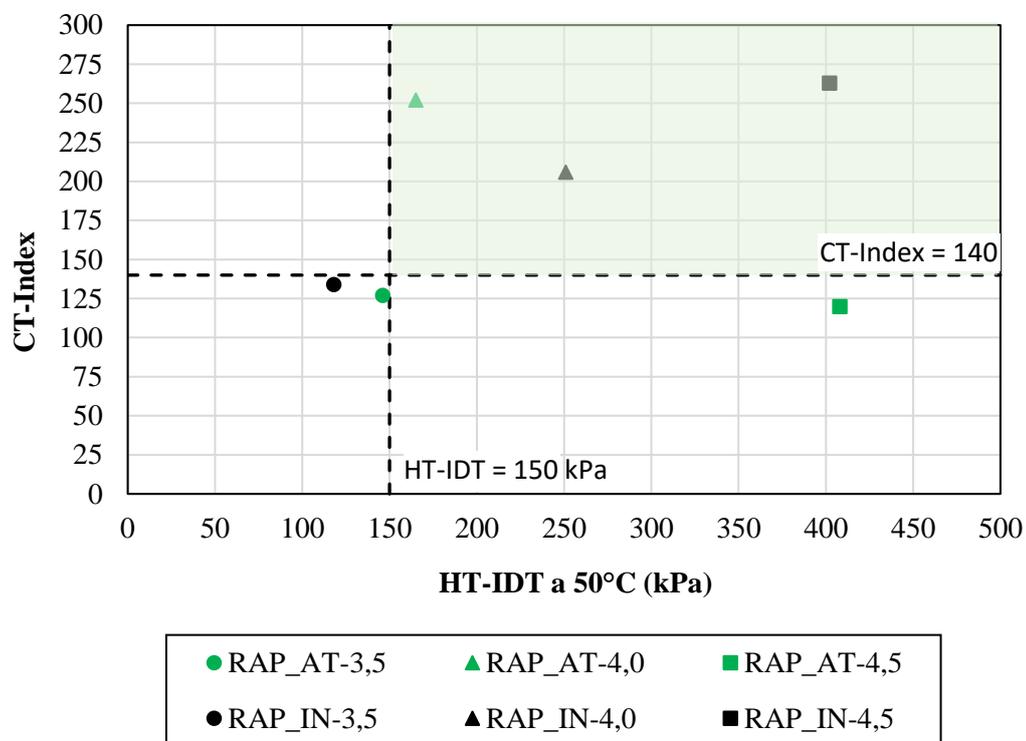


Figura 82 – Comparação dos resultados de CT-Index e afundamento em trilha de roda

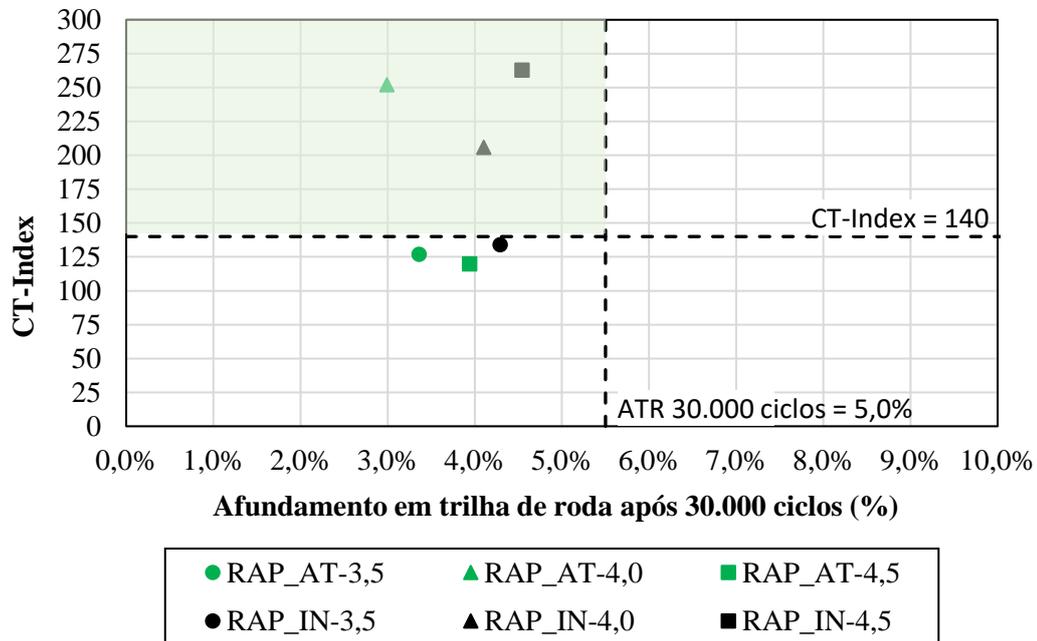


Figura 83 – Comparação dos resultados de CT-Index e afundamento em trilha de roda

As diferentes formas de incorporação de RAP na mistura não causaram alterações consideráveis no comportamento mecânico das misturas recicladas a quente para a matriz experimental desse projeto. Vale ressaltar que as misturas recicladas contêm 20% de RAP, o que pode ser um teor baixo para influenciar o comportamento. Além disso, o grau de envelhecimento do RAP pode ser bastante elevado e, mesmo com a temperatura elevada durante a usinagem, não é suficiente para ativá-lo e mobilizar o ligante presente no material. Ainda assim, com base nos limites pré-estabelecidos, pode-se concluir que as misturas que apresentam o melhor desempenho quanto à deformação permanente e ao trincamento por fadiga são: RAP\_AT-4,0; RAP\_IN-4,0; e RAP\_IN-4,5. Observa-se também uma consistência de resultados, independentemente do ensaio de desempenho adotado para avaliação quanto à resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Vale ressaltar que para a mistura RAP\_IN-4,5 apresentou um comportamento mecânico bastante elevado em relação às demais misturas. O seu maior consumo de ligante asfáltico vai aumentar o custo por m<sup>3</sup> dessa mistura, porém, pelo seu melhor comportamento mecânico, sua vida útil será maior, reduzindo os custos e frequências de manutenções.

## 9. RELATÓRIOS

Ao longo do desenvolvimento do projeto foram elaborados três relatórios parciais e um relatório final:

- RELATÓRIO PARCIAL 1/3 - Período de abrangência do relatório: 11/01/2023 a 31/07/2023
- RELATÓRIO PARCIAL 2/3 - Período de abrangência do relatório: 01/08/2023 a 31/01/2024
- RELATÓRIO PARCIAL 3/3 - Período de abrangência do relatório: 01/02/2024 a 31/07/2024
- RELATÓRIO FINAL

## 10. CAPACITAÇÃO TÉCNICA DE PESSOAL

Em 21 de outubro de 2024 ocorreu o XIV Workshop de Recursos de Desenvolvimento Tecnológico (RDT) promovido pela Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) e pela Universidade de Brasília (UnB), no Auditório de Docentes da Universidade de Brasília (ADUnB), em Brasília. O evento teve como objetivo discutir e divulgar os resultados das pesquisas financiadas por meio do RDT e apresentar os projetos desenvolvidos pelas concessionárias de rodovias federais.

O workshop contou com a participação da Diretoria Colegiada da ANTT, concessionárias, instituições de ensino, empresas de tecnologia, institutos de pesquisa promovendo um ambiente propício para o intercâmbio de ideias e experiências no setor. Durante o evento, a ANTT apresentou sobre a importância do RDT e as concessionárias de rodovias federais apresentaram alguns de seus projetos.

Outras pesquisas desenvolvidas no âmbito do RDT foram apresentadas nos stands das concessionárias de rodovias federais. A pesquisadora de Pós-Doutorado, Laura Nascimento Mazzoni, participou do evento representando o Laboratório de Tecnologia de Pavimento da Escola Politécnica da USP, e apresentou o desenvolvimento do Projeto 13 – Aplicação do conceito de “*Balanced Mix Design*” no projeto de mistura asfáltica novas e recicladas a quente no stand da Arteris.

O evento foi uma oportunidade para enfatizar a relevância do RDT como um importante recurso destinado à pesquisa e desenvolvimento tecnológico no setor de transportes. Essa verba, que corresponde a uma porcentagem da receita bruta anual de pedágio, tem como objetivo promover a modernização do setor. Em 2024, o RDT alocou um total de R\$ 11,8 milhões em soluções inovadoras nas áreas de infraestrutura, gestão de rodovias, pavimentação e segurança viária. Além disso, o RDT

tem um papel essencial na consolidação de parcerias entre universidades, concessionárias e agências reguladoras, promovendo colaboração para o desenvolvimento de soluções que beneficiem diretamente a sociedade.

Ao aproximar os principais atores do setor, o programa contribui para levar à população rodovias mais modernas, seguras e sustentáveis, alinhadas aos desafios contemporâneos de mobilidade e sustentabilidade. Essa integração de esforços reforça o compromisso de transformar os recursos em impactos tangíveis, gerando melhorias na qualidade de vida e no desenvolvimento do país.

## **11. CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E PRODUTOS GERADOS**

### **11.1. Conclusões e considerações finais**

O projeto intitulado “Aplicação do conceito de *“Balanced Mix Design”* no projeto de mistura asfáltica novas e recicladas a quente” teve como objetivo estabelecer critérios para o projeto de misturas novas e recicladas a quente baseado no conceito de BMD considerando o trincamento por fadiga e a deformação permanente. Para isso, foram avaliadas quatro misturas asfálticas com materiais virgens e duas com material reciclado.

Durante o desenvolvimento do projeto, foram atingidos os objetivos específicos propostos. A abordagem adotada ao longo do projeto foi a abordagem D, na qual estabeleceu-se teores de ligante com base na experiência prática a não se considerou os parâmetros volumétricos. A estrutura adotada é interessante do ponto de vista de pesquisa para conseguir entender as variáveis associadas no processo. Como rotina da concessionária, recomenda-se a adoção da abordagem B, partindo de um teor de ligante de projeto obtido pela volumetria e verificando o desempenho dentro de um intervalo de  $\pm 0,5\%$  de ligante asfáltico. Essa abordagem se torna ainda mais interessante considerando o controle de obra, pois pode-se adotar como critério de aceitação os parâmetros mecânicos do BMD ao invés da variação no teor de ligante.

Foram feitas ainda considerações sobre a dosagem por volumetria considerando o Superpave 5. O método traz uma abordagem similar ao Superpave 4, fazendo alterações no processo de compactação em laboratório e nos parâmetros volumétricos das misturas. Apesar disso, a dosagem pela metodologia Superpave 5 resultou em um teor de ligante de projeto menor do que a metodologia Superpave 4. Entretanto, os ensaios mecânicos mostraram que a compactação adotada no Superpave

5 não era suficiente para as misturas atingirem o *locking point*. Além disso, não houve diferenças estatísticas no comportamento mecânico das diferentes misturas asfálticas.

Para a aplicação do conceito de “*Balanced Mix Design*”, a avaliação do desempenho das misturas asfálticas virgens a quente foi feita a partir da varredura do teor de ligante para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura (HT-IDT), afundamento em trilha de roda no simulador de tráfego LCPC para a deformação permanente, índice de tolerância ao trincamento (IDEAL-CT/IDT-CT), flexão em amostra semicircular (SCB-IFIT) e flexão em vigota de quatro pontos para o trincamento por fadiga. Os testes foram escolhidos a partir das experiências relatadas na literatura, especialmente nos Estados Unidos, considerando a facilidade de realização do ensaio, tempo e custo, associado também à disponibilidade dentro do laboratório da concessionária.

O ensaio de afundamento em trilha de roda no simulador de tráfego LCPC é bastante utilizado para pesquisas no LTP-EPUSP. Os resultados para todas as misturas avaliadas foram satisfatórios com uma boa repetibilidade entre o par de placas avaliados. Apesar da recomendação de 5,0% de ATR máximo (Moura, 2010), para a presente pesquisa, valores de até 5,5% foram considerados toleráveis, visando balancear deformação permanente e trincamento. Vale ainda ressaltar que o ensaio é de fácil execução, mas exige equipamentos específicos para a compactação do corpo de provas e para o ensaio.

O ensaio de flexão em amostra semicircular (SCB-IFIT) é de fácil e rápida execução. Entretanto, a preparação de amostras exige diversos cortes, o que acaba aumentando o tempo necessário para a execução do ensaio. Além disso, a análise dos resultados é mais complexa devido à necessidade de ajustar os dados em modelos matemáticos, conforme descrito na norma AASHTO T393-21. Por fim, os resultados obtidos apresentaram uma elevada variabilidade, o que inviabilizou a conclusão de diferenças de comportamento mecânico em função do teor de ligante. Portanto, considerou-se não ser um ensaio recomendado para a avaliação e verificação de desempenho em nível de projeto de misturas asfálticas.

O ensaio de HT-IDT e IDEAL-CT/IDT-CT são ensaios de simples e rápida execução e que não demandam cortes para a preparação de amostras. A partir da literatura, concluiu-se desejável que o HT-IDT deve ser maior do que 150 kPa a 50°C e o CT-Index mínimo de 75 para o IDEAL-CT/IDT-CT. Por fim, devido à simplicidade desses ensaios, eles foram utilizados para o controle de qualidade de uma mistura asfáltica obtida em usina e conclui-se que são testes adequados para validar uma

mistura de campo. Entretanto, é importante ressaltar a necessidade de testes adicionais em outras usinas e misturas de laboratório para melhor calibração dos limites dos parâmetros do BMD para o controle tecnológico, considerando-se: (i) o desempenho das misturas em campo, (ii) a questão do reaquecimento de amostras para ensaios de controle tecnológico, e (iii) a avaliação das misturas após envelhecimento de longo prazo ainda na fase de projeto.

Vale ainda salientar a importância dos parâmetros do BMD não somente para a definição do teor de projeto de ligante asfáltico, mas também para um comparativo do desempenho de diferentes misturas asfálticas, o que não é possível apenas pela dosagem volumétrica, visto que todas são projetadas para os mesmos 4,0% de Vv.

A varredura de teor de ligante para ensaios mecânicos também foi realizada em misturas asfálticas recicladas a quente com a utilização de 20% de RAP. A variabilidade intrínseca do RAP levou os resultados a uma menor repetibilidade e não permitiram a obtenção de conclusões acerca dos valores limites para os parâmetros avaliados. Recomenda-se que outras misturas recicladas sejam avaliadas, considerando diferentes teores de RAP e o uso de agentes de reciclagem especialmente para RAPs muito envelhecidos e em maiores teores.

Todos os ensaios realizados apresentaram alguma variabilidade e, muitas vezes, foi identificada a presença de outliers nos resultados. Isso demonstra que, mesmo para os ensaios mais simples, é fundamental que haja uma mão de obra qualificada para todas as etapas do processo, incluindo a preparação da mistura, compactação dos corpos de prova, execução dos ensaios e análise dos resultados. Para a realização da dosagem pelo BMD, é necessário considerar a padronização dos procedimentos e calibração de equipamentos para que se reduza a variabilidade por fatores externos e para garantir que a diferença de comportamento mecânico seja somente devido à variação do teor de ligante.

A partir dos objetivos específicos, pode-se atingir o objetivo geral, estabelecendo como critérios para o projeto de misturas asfálticas novas e recicladas a quente baseado no conceito “*Balanced Mix Design*” os ensaios recomendados e a metodologia proposta. Como ensaios, recomenda-se o uso dos testes de IDEAL-CT/IDT-CT para avaliação de trincamento e o HT-IDT para a avaliação de deformação permanente. A metodologia proposta está descrita no Anexo 3 deste relatório.

Ao final da pesquisa, entende-se que o principal desafio da metodologia de dosagem por desempenho BMD seja a definição dos parâmetros mais adequados e dos valores limites para cada um deles, a fim

de garantir a durabilidade adequada das misturas asfálticas em campo. Cabe ressaltar que os valores limites devem ainda considerar as condições climáticas, o volume e a composição do tráfego, a variabilidade dos materiais e também a possível influência das camadas inferiores nas distribuições de tensões e esforços na camada de revestimento. Sugere-se como estudos futuros a avaliação em campo dos parâmetros do BMD selecionados no presente projeto, visando uma melhor definição dos limites de aceitação durante a dosagem e o controle tecnológico das misturas asfálticas, considerando materiais e cenários brasileiros.

Recomenda-se que seja estabelecida uma rotina de testes com diferentes lotes de materiais para validar o comportamento mecânico para diferentes agregados, tipos e teores de ligantes asfálticos e RAPs. Além disso, é fundamental confrontar os resultados obtidos em ensaios de laboratório com o comportamento das misturas em campo, para assim se estabelecer os valores de comparação.

A metodologia de dosagem BMD representa um avanço essencial para que os projetos de misturas asfálticas considerem não apenas suas características volumétricas, mas também o desempenho mecânico frente aos principais defeitos. Embora desafios sejam inevitáveis no desenvolvimento dessa pesquisa, o uso de metodologias que integrem parâmetros de desempenho se torna indispensável para produzir misturas asfálticas mais duráveis e eficientes.

Essa abordagem permite reduzir os custos e a frequência de manutenção dos pavimentos, resultando em rodovias mais confortáveis e seguras para os usuários. Além disso, ao minimizar a necessidade de intervenções frequentes, contribui-se para a redução das emissões de poluentes relacionadas às manutenções, promovendo não apenas uma infraestrutura mais sustentável, mas também um ambiente mais econômico e confiável para a sociedade.

Ainda, vale ressaltar que a adoção do método de dosagem balanceada de misturas asfálticas a quente, aliado a resultados de monitoração de trechos experimentais e condições reais de tráfego, são fundamentais para estabelecer limites condizentes com a realidade dos materiais empregados na confecção dessas misturas, sejam elas recicladas ou convencionais. Estabelecer um banco de dados com os resultados de laboratório e das misturas de campo, podem proporcionar correlações e a determinação de fatores de correção campo-laboratório, que facilitem o processo de controle tecnológico e de qualidade dos materiais dosados. Por fim, a adoção do método de dosagem balanceada, demonstra maior versatilidade e praticidade, frente a realidade do estado da prática, com uma gama maior de métodos, que podem ser adotados.

## 11.2. Produtos gerados

### 11.2.1 Metodologia para dosagem de misturas asfálticas novas recicladas com foco no desempenho

Durante o desenvolvimento do projeto, foram avaliadas seis misturas asfálticas com e sem o uso de material fresado a partir de diferentes ensaios mecânicos. Os resultados obtidos possibilitaram a elaboração de uma proposta de metodologia de dosagem de misturas asfálticas com foco no desempenho. A metodologia está descrita e apresentada em um diagrama no Anexo 3.

### 11.2.2 Proposta de norma para o uso do conceito de “Balanced Mix Design” para dosagem de misturas asfálticas

A proposição de uma metodologia de dosagem de mistura asfálticas com foco em desempenho possibilitou a elaboração de uma minuta de norma para o uso do conceito de “Balanced Mix Design” apresentando as práticas recomendadas para o aprimoramento do processo, conforme o Anexo 4.

## 12. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO M 323**: Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Hot-Mix Asphalt (HMA). Washington, 2022.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO R35**: Standard Specifications for Superpave volumetric mix design. Washington, D.C., 2020.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO R35**: Standard Specifications for Superpave volumetric mix design. Washington, D.C., 2017.

ALKUIME, H., KASSEM, E., ALSHRAIEDEH, K. A., BUSTANJI, M., ALEIH, A., E ABUKHAMSEH, F. (2024) Performance Assessment of Waste Cooking Oil-Modified Asphalt Mixtures. **Applied Sciences (Switzerland)**, 14(3). doi:10.3390/app14031228

ARRUDA, Josally Izabel Lins de. **Análise de pavimentação e sua relação com acidentes de trânsito (BR 101-KM 76)**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso.

BARRA, Breno Salgado. **Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas**. 2009. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

BASTOS, J. B. S; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Relationship between multiple stress creep recovery (MSCR) binder test results and asphalt concrete rutting resistance in Brazilian roadways. **Construction and Building Materials**, v. 145, p. 20-27, 2017

BERNUCCI, L. L. B. et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás. 2ª Edição, 2022.

BONAQUIST, Ramon Francis. **Evaluation of Flow Number (FN) as a discriminating HMA mixture property**. Wisconsin Highway Research Program, 2012.

BOZ, I., HABBOUCHE, J., TRANSPORTATION, V., DIFENDERFER, S. D., E OZBULUT, O. (2023) **Simple and Practical Tests for Rutting Evaluation of Asphalt Mixtures in the Balanced Mix Design Process.**, (January).

BOZ, I. et al. A critical review of monotonic loading tests to evaluate rutting potential of asphalt mixtures. **Construction and Building Materials**, v. 335, p. 127484, 2022.

CANESTRARI, F., E INGRASSIA, L. P. (2020) A review of top-down cracking in asphalt pavements: Causes, models, experimental tools and future challenges. **Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)**, 7(5), 541–572. doi:10.1016/j.jtte.2020.08.002

CASH, K. (2021). **Investigation of Rutting Resistance of Superpave 5 Asphalt Mixtures**. A Thesis Submitted To The Faculty Of The Graduate School Of The University Of Minnesota

CHEN, S. et al. Rheological properties and chemical characterisation of reacted and activated rubber modified asphalt binder. **Road Materials and Pavement Design**, [s. l.], v. 21, n. S1, p. S140–S154, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/14680629.2020.1746689>.

CHRISTENSEN, D. W., E BONAQUIST, R. F. (2002) **Use of strength tests for evaluating the rut resistance of asphalt concrete**. Obtido de <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:111599975>

CNT – CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES. **Pesquisa CNT de rodovias 2024: relatório gerencial**. Brasília, CNT, SEST, SENAT. 2024. 224p.

COLPO, G. B. **Análise de Fadiga de Misturas Asfálticas Através do Ensaio de Flexão em Viga Quatro Pontos**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.

COMINSKY, Ronald J. et al. **The superpave mix design manual for new construction and overlays**. Washington, DC, USA: Strategic Highway Research Program, 1994.

DE LA ROCHE, C., GABET, T., VAN DE VEN, M., VAN DEN BERGH, W., E GRENFELL, J. (2010) Results of interlaboratory tests on a laboratory bituminous mixtures ageing protocol. (Vol. 5, p. 1–10). **Proceedings of the 11th International Conference on Asphalt Pavements**, Nagoya.

DELGADO JOJOA, M. G. et al. Influence of four non-conventional additives on the physical, rheological and thermal properties of an asphalt. **Ing. Investig.**, v. 38, n. 2, p. 18–26, 2018. DOI: 10.15446/ing.investig.v38n2.68638.

DIEFENDERFER, S. D., E BOWERS, B. F. (2019) Initial Approach to Performance (Balanced) Mix Design: The Virginia Experience. **Transportation Research Record**, 2673(2), 335–345. doi:10.1177/0361198118823732

DOMINGOS, M. D. I.; FAXINA, A.; BERNUCCI, L. L. B. Rutting on asphalt binders and mixtures modified with PPA and Elvaloy®: laboratory aspects and rheological modeling. **Transportes**, v. 30, 2022.

ELWARDANY, M., PLANCHE, J. P., E KING, G. (2020) Universal and practical approach to evaluate asphalt binder resistance to thermally-induced surface damage. **Construction and Building Materials**, 255, 119331. doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.119331

EPL – EMPRESA DE PLANEJAMENTO LOGÍSTICO S.A. (2022) - **Boletim de Logística: A Importância do Modo Rodoviário Para o Brasil Projeto Bra 13/013**, 2022. Disponível em: <https://ontl.epl.gov.br/wp-content/uploads/2022/09/A-Importancia-do-Modo-Rodoviario-para-o-Brasil.pdf>. Acesso em 10 de agosto de 2023.

FAGUNDES, P. M. Avaliação do Comportamento Funcional de Misturas Asfálticas do Tipo BBDr e BBTM. **Federal University of Santa Catarina (UFSC)**, 2020.

FERREIRA, P. N. **Estudo da utilização de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos tipo BBTM no Brasil**. 2006. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

FONTES, L. P. T. L. **Optimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade do Minho, Portugal, 2009

FREIRE, R.A.; COUTINHO, R.P.; CASTELO BRANCO, V.T.F. *Uso do S-VECD Para Construção de Curvas Características de dano de Misturas Asfálticas Finas Usando Ensaio de Varredura Linear de Amplitudes de Deformação*; XXIX ANPET: Ouro Preto, Brasil, 2015.

GASPAR, M. S. **Mecanismos de ativação e interação entre ligantes na reciclagem asfáltica a quente e morna**. Dissertação (Mestrado em Ciências). Universidade de São Paulo. São Paulo – SP. 2019.

GARCIA, D. C.; FAXINA, A.; LEONEL, E. D. A tool based on the linear elastic fracture mechanics to analyze the outputs of the linear amplitude sweep (LAS) test. **Construction and Building Materials**, v. 264, 2020.

HARVEY, J., LIU, A., ZHOU, J., SIGNORE, J., COLERI, E., & HE, Y. (2014). **Superpave Implementation Phase II: Comparison of Performance-Related Test Results** (Publication No.

UCPRCRR-2015-01). Berkeley, CA: University of California Pavement Research Center. Disponível em: <http://www.ucprc.ucdavis.edu/PDF/UCPRC-RR-2015-01.pdf>

HATAILAH, H. AL, E KASSEM, E. (2024) Balanced mix design for high RAP asphalt mixtures prepared with recycling agents. **Road Materials and Pavement Design**. doi:10.1080/14680629.2024.2441319

HEKMATFAR, Ali et al. Modifying laboratory mixture design to improve field compaction. **Road Materials and Pavement Design**, v. 16, n. sup2, p. 149-167, 2015.

HUBER, G. (2013). **History of asphalt mix design in North America, Part II: Superpave**. *Asphalt*, 28(2), 25-29.

HUBER, G. (2019). **A look at Superpave5** <http://asphaltmagazine.com/superpave5/>

HUI C. YUAN Z., HUSSAIN U. B. The role of binders in mixture cracking resistance measured by ideal-CT test, **International Journal of Fatigue**, Volume 142, 2021.

KEDARISSETTY, S.; BILIGIRI, K. P.; SOUSA, J. B. Advanced rheological characterization of Reacted and Activated Rubber (RAR) modified asphalt binders. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 122, p. 12–22, 2016. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.043>.

KIM, D., E KIM, Y. R. (2017) Development of Stress Sweep Rutting (SSR) test for permanent deformation characterization of asphalt mixture. **Construction and Building Materials**, 154, 373–383. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.07.172

KLUG, A.; NG, A., FAXINA, A. Application of the Viscoelastic Continuum Damage Theory to Study the Fatigue Performance of Asphalt Mixtures—A Literature Review. **Sustainability**, v. 14(9):4973, 2022.

KUMAR, S. A., E VEERARAGAVAN, A. (2012) Rheological and rutting characterization of asphalt mixes with modified binders. **Journal of Testing and Evaluation**, 40(1).

LEANDRO R.P. **Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação**. 2016. Dissertação (Doutorado em engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2016.

LEIVA-VILLACORTA, F., E CERDAS-MURILLO, A. (2024) Performance Evaluation of Recycled Fibers in Asphalt Mixtures. **Construction Materials**, 4(4), 839–855. doi:10.3390/constrmater4040045

LI, N., HAO, P., YAO, Y., E ZHANG, C. (2023) The implementation of balanced mix design in asphalt materials: A review. **Construction and Building Materials**, 402(August), 132919. doi:10.1016/j.conbuildmat.2023.132919

LOPES, A. F. D; VASCONCELOS, K. e LINHARES, G. Mistura asfáltica reciclada a quente produzida em laboratório e em usina – análise do ligante e da mistura. **Anais do 37º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes**, ANPET. Santos. 2021.

LOUREIRO, T. G. **Estudo da Evolução do Dano por Fadiga em Misturas Asfálticas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003

LU, Q.; HARVEY, J. T. Evaluation of Hamburg wheel-tracking device test with laboratory and field performance data. **Transportation Research Record**, v. 1970, n. 1, p. 25-44, 2006.

Lu, X., e Isacson, U. (2002) Effect of ageing on bitumen chemistry and rheology. **Construction and Building Materials**, 16(1), 15–22. doi:10.1016/S0950-0618(01)00033-2

MADUREIRA, L.A.B. **Misturas asfálticas: Conceituação, Materiais e Dosagem**. Instituto de pesquisa em transporte, Brasília, maio de 2022.

MALUNGA, R., EL HALIM, A. O. A., MUYA, M., MWANZA, A. D., FARUK, A. N. M., MUSHOTA, C., MWALE, M. C., E WALUBITA, L. F. (2014) **Theoretical Review of Different Asphalt Mix-Design Methods and their Applicability for Developing Countries like Zambia..** 210–217. doi:10.1061/9780784478462.026

MAZZONI, L. M. **Performance modeling of pavement markings in Brazilian test sites**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2023

MERONI, F., FLINTSCH, G. W., HABBOUCHE, J., DIEFENDERFER, B. K., E GIUSTOZZI, F. (2021) Three-level performance evaluation of high RAP asphalt surface mixes. **Construction and Building Materials**, 309(October), 125164. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.125164

MIVEHCHI, M.; WEN, H.; CANTRELL, L.. Systematic evaluation of effects of recycled materials and mix design parameters on the rutting and cracking performance of asphalt mixes. **Journal of Cleaner Production**, v. 330, p. 129693, 2022.

MOAZAMI GOODARZI, M. et al. Characterization of chloroprene rubber-modified asphalt binders. **Journal of Elastomers and Plastics**, 28 mar. 2023.

MOUILLET, V., FARCAS, F., E BESSON, S. (2008) Ageing by UV radiation of an elastomer modified bitumen. **Fuel**, 87(12), 2408–2419. doi:10.1016/j.fuel.2008.02.008

MOURA, E. (2010) **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

NASKAR, M., REDDY, K. S., CHAKI, T. K., DIVYA, M. K., E DESHPANDE, A. P. (2013) Effect of ageing on different modified bituminous binders: Comparison between RTFOT and radiation ageing. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, 46(7), 1227–1241. doi:10.1617/s11527-012-9966-3

PINHEIRO, G. S. **Avaliação do Processo de Extração e Recuperação de Ligantes Asfálticos e Interação Entre Ligantes em Misturas Recicladas a Quente.** 2021. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2021. DOI: 10.11606/D.3.2021.tde-18052021-162556.

RAFIQ, W.; HUSSAIN, A., HUMAIR, M. (2015). Performance Evaluation Of Asphalt Mixes Containing Reclaimed Asphalt Pavement. **Journal of Basic and Applied Research International.**

RATH, P., URRÁ CONTRERAS, L., JAHANGIRI, B., MAJIDIFARD, H., E BUTTLAR, W. G. (2021) Performance grade of asphalt mixtures based on mixture performance test thresholds. **Construction and Building Materials**, 302(August), 124357. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.124357

ROQUE, R., BIRGISSON, B., DRAKOS, C., E DIETRICH, B. (2004) Development and Field Evaluation of Energy-Based Criteria for Top-down Cracking Performance of Hot Mix Asphalt. 2004 **JOURNAL OF THE ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS : FROM THE PROCEEDINGS OF THE TECHNICAL SESSIONS, VOL 73 (Vol. 73, p. 229–260).**

SAFAEI, F. E CASTORENA, C. Temperature Effects of Linear amplitude Sweep Testing and Analysis. **Transportation Research Record**, 2574(1), p. 92-100. 2016.

SAFAEI, F. e HINTZ, C. **Investigation of the Effect of Temperature on Asphalt Binder Fatigue.** International Society for Asphalt Pavement Conference, p. 1491-1500. 2014.

SAIDI, A., ALI, A., LEIN, W., E MEHTA, Y. (2019) A Balanced Mix Design Method for Selecting the Optimum Binder Content of Cold In-Place Recycling Asphalt Mixtures. **Transportation Research Record**, 2673(3), 526–539. doi:10.1177/0361198119835806

SCHWAB, K. **The Global Competitiveness Report 2019.** World Economic Forum, 2019. Disponível em: [https://www3.weforum.org/docs/WEF\\_TheGlobalCompetitivenessReport2019.pdf](https://www3.weforum.org/docs/WEF_TheGlobalCompetitivenessReport2019.pdf). Acesso em: 10 ago. 2023

SREEDHAR, SHASHWATH & COLERI, ERDEM & OBAID, IHSAN & KUMAR, VIKAS. (2021). Development of a Balanced Mix Design Method in Oregon to Improve Long-Term Pavement Performance. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board.** 2675.

TANGELLA, S. C. S. R.; CRAUS, J.; DEACON, J. A.; MONISMITH, C. L. **Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures. Prepared for Strategic Highway Research Program, Project A-003-A.** Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1990.

TAYEBALI, A. A.; DEACON, J. A.; COPLANTZ, J. S.; FINN, F. N.; MONISMITH, C. L. **Fatigue Response of Asphalt Aggregate Mixtures, Part I e II. Strategy Highway Research Program, Project A-404.** Asphalt Research Program, Institute of Transportation Studies, University of California, 1994.

TONG, B., HABBOUCHE, J., DIEFENDERFER, S. D., E FLINTSCH, G. W. (2024) Multi-level performance evaluation of BMD surface mixtures with conventional and high RAP contents: a case study in Virginia. **International Journal of Pavement Engineering**, 25(1), 1–18. doi:10.1080/10298436.2024.2325609

TRAN, N.; HUBER, G.; LEIVA, F.; et al. NCAT Report 19-08 **MIX DESIGN STRATEGIES FOR IMPROVING ASPHALT MIXTURE PERFORMANCE**. [s.l.: s.n.], 2019.

VALE, A. C. F.; SILVA, A. S. V.; BASTOS, J. B. S.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B.; BAAJ, H. Comparison of Parameters from a New MSCR Approach with Classical MSCR and LAS Parameters for Simplified Binder Selection. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 51 (4), p. 1939-1952, 2023.

VASCONCELOS, K. L. **Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Ceará, 2004.

VAVRIK, W. R.; CARPENTER, S. H. Calculating air voids at specified number of gyrations in Superpave gyratory compactor. **Transportation Research Record**, v. 1630, n. 1, p. 117-125, 1998.

WALUBITA, L., E SCULLION, T. (2009) Application of a balanced mix-design concept to thin asphalt overlay mixes. **Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials**, 927–938. doi:10.1201/9780203092989.ch89

WANG, H. et al. Asphalt-rubber interaction and performance evaluation of rubberised asphalt binders containing non-foaming warm-mix additives. **Road Materials and Pavement Design**, v. 21, n. 6, p. 1612–1633, 2020.

WANG, H. et al. Effects of test conditions on APA rutting and prediction modeling for asphalt mixtures. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2017, 2017.  
West et al., 2018

WEST, R., RODEZNO, C., LEIVA, F., & YIN, F. (2018). **Development of a Framework for Balanced Mix Design** (Publication No. NCHRP 20-07/Task 406). Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology at Auburn University.

Yan, T.. et al. **Development of Superpave 5 Asphalt Mix Designs for Minnesota Pavements**. St. Paul, Minnesota: Minnesota Department of Transportation, Office of Research & Innovation, 2022.

YU, H., SHEN, S., QIAN, G., E GONG, X. (2020) Packing Theory and Volumetrics-Based Aggregate Gradation Design Method. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 32(6), 04020110. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0003192

ZAUMANIS, M., POULIKAKOS, L. D., E PARTL, M. N. (2018) Performance-based design of asphalt mixtures and review of key parameters. **Materials and Design**, 141, 185–201. doi:10.1016/j.matdes.2017.12.035

ZAUMANIS, MARTINS, POULIKAKOS, L., ARRAIGADA, M., MAZZONI, H., BRUHIN, P., ELEKES, G. M., E DOSCH, G. (2024) Hot asphalt recycling in cold climate: performance-based mixture design and a test section in the Swiss Alps. **Road Materials and Pavement Design**. doi:10.1080/14680629.2024.2433166

ZHOU, F. (2019) **NCHRP IDEA Project 195: Development of an IDEAL Cracking Test for Asphalt Mix Design, Quality Control and Quality Assurance**. NCHRP-IDEA Program Project, 195(January).

ZHOU, F., E HU, S. (2006) **Integrated Asphalt (Overlay) Mixture Design, Balancing Rutting and Cracking Requirements**. (Vol. 7).

ZHOU, F., HU, S., E NEWCOMB, D. (2020) Development of a performance-related framework for production quality control with ideal cracking and rutting tests. **Construction and Building Materials**, 261, 120549. doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.120549

ZHOU, F., IM, S., SUN, L., E SCULLION, T. (2017) Development of an IDEAL cracking test for asphalt mix design and QC/QA. **Asphalt Paving Technology: Association of Asphalt Paving Technologists-Proceedings of the Technical Sessions**, 86, 549–577. doi:10.1080/14680629.2017.1389082

ZHOU, F., KARKI, P., XIE, S., YUAN, J. S., SUN, L., LEE, R., E BARBORAK, R. (2018) Toward the development of performance-related specification for bio-rejuvenators. **Construction and Building Materials**, 174, 443–455. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.04.093

ZHOU, F., STEGER, R., E MOGAWER, W. (2021) Development of a coherent framework for balanced mix design and production quality control and quality acceptance. **Construction and Building Materials**, 287, 123020. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.123020

ZHOU, F. et al. **High RAP mixes design methodology with balanced performance**. United States. Federal Highway Administration, 2011.

ZHOU, J., DONG, Z., CAO, L., LI, J., CAO, C., SUN, J., KONG, F., LUO, M., E TIAN, S. (2022) Design parameter and method for airport asphalt mixture based on high-temperature performance. **Construction and Building Materials**, 326(February), 126802. doi:10.1016/j.conbuildmat.2022.126802

### **13. ANEXOS**

Anexo 01 – Relatório de Resumo de Atividades

Anexo 02 – Capacitação técnica: certificado de participação

Anexo 03 – Produto gerado: metodologia para dosagem de misturas asfálticas novas recicladas com foco no desempenho

Anexo 04 – Produto gerado: proposta de norma para o uso do conceito de “*Balanced Mix Design*” para dosagem de misturas asfálticas

**ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres**  
**RDT - Recurso de Desenvolvimento Tecnológico**

## **ANEXO 01 – RELATÓRIO DE RESUMO DE ATIVIDADES**

**Período de abrangência: 01/08/2024 a 10/01/2025**

**APLICAÇÃO DO CONCEITO DE “*BALANCED MIX DESIGN*” NO PROJETO DE  
MISTURA ASFÁLTICA NOVAS E RECICLADAS A QUENTE.**

**Autopista Fernão Dias**

## RESUMO

A presente pesquisa RDT teve como objetivo geral estabelecer critérios para o projeto de misturas asfálticas baseadas no conceito de *Balanced Mix Design* (BMD) avaliando o potencial trincamento por fadiga e a deformação permanente. Nesse último período da pesquisa, entre os meses 19 e 24, deu-se continuidade às etapas de (i) Revisão bibliográfica, na qual pesquisou-se aspectos gerais da dosagem balanceada de misturas asfálticas recicladas e com materiais alternativos; (ii) Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP, na qual investigou-se o comportamento mecânico de misturas asfálticas com 20% de RAP em diferentes teores de ligante, e (iii) Capacitação técnica de pessoal, que consistiu na participação no XIV Workshop RDT. As etapas apresentadas foram concluídas. Ainda durante esse período, foi desenvolvido o relatório final para a conclusão e encerramento desse projeto.

## ATIVIDADES PREVISTAS PARA O PERÍODO

Para o período final do projeto, estavam previstas as seguintes etapas:

- Revisão bibliográfica;
- Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP;
- Captação técnica de pessoal.

Essas etapas estavam eram previstas para serem executadas entre o mês 18 e o mês 24 do cronograma físico-financeiro apresentado no Plano de Trabalho.

## ATIVIDADES EXECUTADAS NO PERÍODO

Durante os últimos 6 meses de desenvolvimento do projeto foram executadas e finalizadas as seguintes etapas:

- Revisão bibliográfica;
- Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP;
- Captação técnica de pessoal.

Todas as atividades descritas acima estão apresentadas no Relatório Final.

## **JUSTIFICATIVA**

As etapas de (i) Revisão Bibliográfica, (ii) Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP e, (iii) Capacitação técnica de pessoal descritas no cronograma físico-financeiro apresentado no Plano de Trabalho foram cumpridas dentro do prazo estabelecido para o período entre os meses 18 e 24 do projeto.

Todas as atividades descritas no cronograma físico-financeiro apresentado no Plano de Trabalho foram realizadas dentro do prazo estabelecido para o período entre os meses 18 e 24 do projeto.

## **RESUMO DAS ATIVIDADES DESENVOLVIDAS**

### **Revisão bibliográfica**

Foi realizada a revisão bibliográfica sobre os aspectos gerais da dosagem balanceada de misturas asfálticas, focando nos mecanismos de falhas e respectivos ensaios de desempenho. Além disso, também foi realizada a revisão bibliográfica da dosagem balanceada de misturas asfálticas recicladas e materiais alternativos.

### **Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP**

A aplicação da dosagem balanceada para misturas asfálticas com RAP consistiu na varredura do teor de ligante adicionado em duas misturas asfálticas com 20% de RAP. Foram realizados ensaios de IDEAL-CT/IDT-CT, HT-IDT e de afundamento em trilha de roda para avaliar o comportamento mecânico das misturas asfálticas.

### **Captação técnica de pessoal**

A capacitação técnica de pessoal consistiu na participação da equipe do projeto no XIV Workshop RDT realizado em outubro de 2024 em Brasília - DF.

## QUADRO RESUMO – ATIVIDADES PREVISTAS X DESENVOLVIDAS

Atividades Previstas	Produtos Esperados	Atividades Executadas	Status das Atividades Executadas	Produtos Gerados
Revisão bibliográfica	Conhecimento para críticas, análises e aplicação dos métodos e técnicas encontradas;	Consulta, síntese e considerações da literatura sobre diferentes métodos de dosagem de misturas asfálticas e ensaios para avaliação de desempenho quanto deformação permanente à fadiga de misturas asfálticas.	Concluída	Síntese e considerações da literatura sobre diferentes métodos de dosagem de misturas asfálticas recicladas e com materiais alternativos e principais ensaios utilizados na metodologia de <i>Balanced Mix Design</i> aplicada nos Estados Unidos.
Aplicação do BMD para misturas asfálticas com RAP	Realizar o procedimento de dosagem de uma mistura asfáltica aplicando o conceito de dosagem balanceada – <i>Balanced Mix Design</i>	Análise de susceptibilidade à deformação permanente e de trincamento por fadiga de duas misturas asfálticas com RAP baseada nos ensaios de IDEAL-CT, afundamento em trilha de roda em simulador de tráfego LCPC e resistência à tração por compressão diametral em alta temperatura em varredura de teor de ligante.	Concluída	Indicação do teor de ligante de projeto para diferentes misturas asfálticas a partir de uma dosagem balanceada ( <i>balanced mix design</i> ) e recomendação dos limites a serem adotados para os ensaios utilizados.
Captação técnica de pessoal	Apresentar o projeto no Workshop RDT promovido pela ANTT durante a vigência do projeto;	Participação de representante da equipe executora no Workshop RDT promovido pela ANTT durante a vigência do projeto;	Concluída	Apresentação dos resultados do projeto no XIV Workshop RDT em outubro de 2024 em Brasília - DF.

**ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres  
RDT - Recurso de Desenvolvimento Tecnológico**

## **ANEXO 02**

### **Capacitação técnica: certificado de participação**

**APLICAÇÃO DO CONCEITO DE “*BALANCED MIX DESIGN*” NO PROJETO DE  
MISTURA ASFÁLTICA NOVAS E RECICLADAS A QUENTE.**

**Autopista Fernão Dias**



# CERTIFICADO

Certificamos que

**LAURA NASCIMENTO MAZZOBI**

Participou do “**XIV Workshop RDT**”, realizado no Auditório da Associação de Docentes da Universidade de Brasília - UNB em parceria com a Agência Nacional de Transportes Terrestres - ANTT, no dia 21 de outubro de 2024, em Brasília-DF, com o total de 08 horas/aula.



DANIEL OLIVEIRA SILVA  
Gerente de Gestão Estratégica de Pessoas substituto  
[Assinado eletronicamente]

**ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres  
RDT - Recurso de Desenvolvimento Tecnológico**

## **ANEXO 03**

**Produtos gerados: metodologia para dosagem de misturas asfálticas novas  
recicladas com foco no desempenho**

**APLICAÇÃO DO CONCEITO DE “*BALANCED MIX DESIGN*” NO PROJETO DE  
MISTURA ASFÁLTICA NOVAS E RECICLADAS A QUENTE.**

**Autopista Fernão Dias**

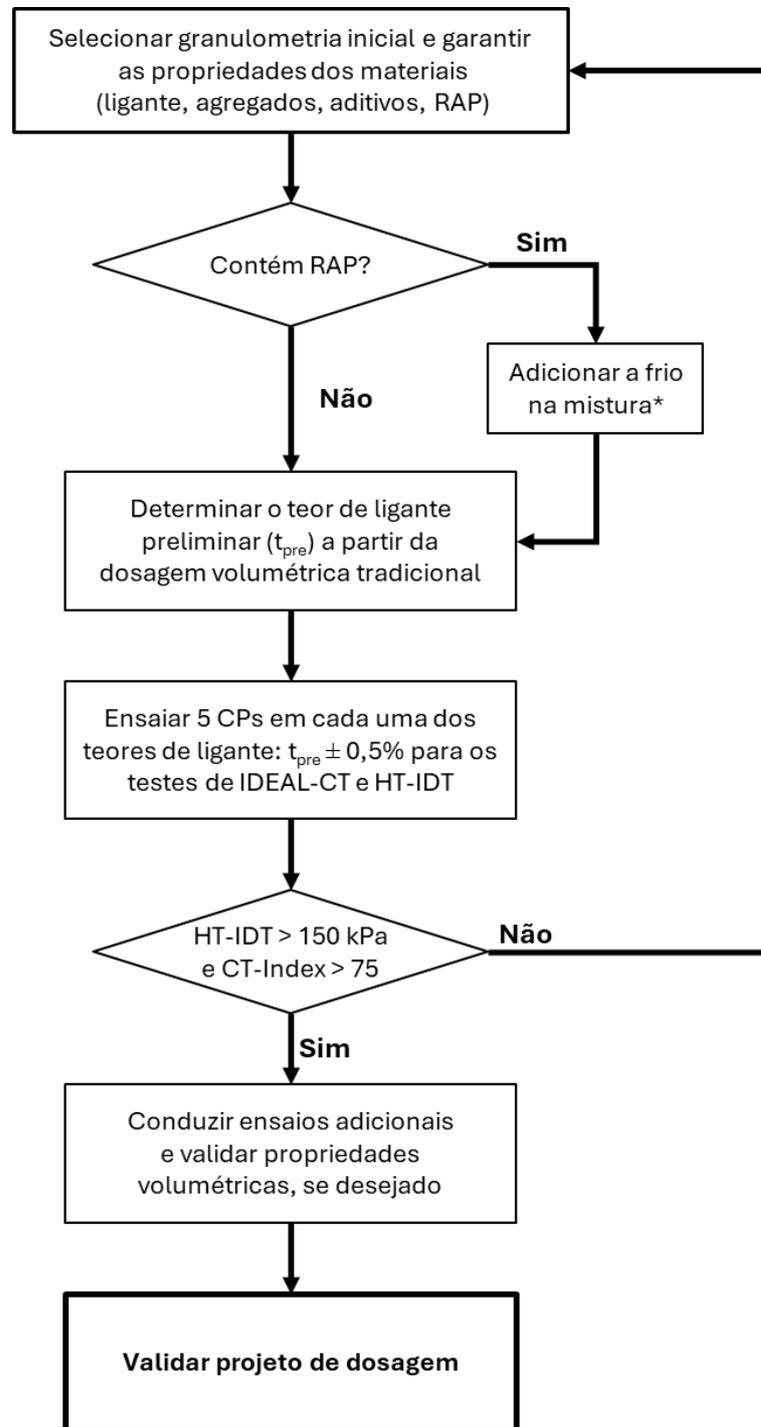
## 1. INTRODUÇÃO

A dosagem de uma mistura asfáltica consiste em determinar a proporção de seus componentes para garantir que ela seja capaz de resistir aos esforços do tráfego e do clima durante a vida útil da camada, considerando os principais defeitos: deformação permanente e trincamento por fadiga. As metodologias de dosagem tradicionais, como Marshall e Superpave, não consideram o comportamento mecânico de forma direta durante a dosagem. Nesse contexto, a metodologia de *Balanced Mix Design* determina a proporção de materiais a partir da verificação do desempenho à deformação permanente e à fadiga de misturas asfálticas como principais parâmetros de dosagem. O objetivo é atender aos requisitos específicos de desempenho, garantindo que as misturas asfálticas possuam as características necessárias para suportar as solicitações de tráfego e clima às quais serão submetidas em sua vida útil.

Essa pesquisa avaliou o comportamento mecânico de seis misturas asfálticas com e sem o uso de RAP em diferentes teores de ligante, o que permitiu a concepção de uma metodologia para dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente com foco em desempenho. Cabe destacar que os valores limites para os testes de deformação permanente e de trincamento devem ser validados a partir de experimentos de campo, a partir do monitoramento periódico de trechos experimentais de diferentes estruturas de pavimento, sujeitas às diferentes condições climáticas e de tráfego. Além disso, deve-se realizar o controle de qualidade das misturas a partir dos ensaios de desempenho.

## 2. METODOLOGIA PARA DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS NOVAS E RECICLADAS COM FOCO NO DESEMPENHO

A metodologia para dosagem de misturas asfálticas com foco no desempenho proposta nessa pesquisa consiste na aplicação da Abordagem B de *Balanced Mix Design* (AASHTO PP105-20) na rotina de dosagem. Essa abordagem consiste, basicamente, em verificar se a mistura asfáltica resultante atende aos parâmetros de desempenho e no ajuste do teor de ligante, e está descrita a seguir. A Figura 1 apresenta o fluxograma com a metodologia de dosagem proposta para as misturas asfálticas novas e recicladas com foco no desempenho.



\*Metodologia válida para misturas asfálticas com até 20% de RAP

Figura 1 – Fluxograma de dosagem para misturas asfálticas com foco no desempenho

## **2.1. Dosagem tradicional**

O primeiro passo consiste na dosagem tradicional de acordo com o método selecionado, como o Marshall ou Superpave.

## **2.2. Misturas asfálticas recicladas**

Caso a mistura asfáltica a ser dosada contenha material fresado (RAP) em sua composição, recomenda-se que o RAP seja considerado (quanto a granulometria, “black curve”) e adicionado sem aquecimento. Essa recomendação é válida para misturas com até 20% de RAP em sua composição

## **2.3. Testes de desempenho**

Após a dosagem tradicional, definem-se os testes de desempenho mais adequados para a rotina do laboratório. Deve-se optar por testes com elevada reprodutibilidade, que sejam de fácil execução e que sejam capazes de detectar diferenças nos teores de ligante a partir dos parâmetros de desempenho. Recomendam-se os testes de IDEAL-CT/IDT-CT para a avaliação de trincamento e o teste de HT-IDT para a deformação permanente.

Com os testes definidos, deve-se estabelecer o valor para aceitação. Os valores recomendados são baseados em valores da literatura e devem ser calibrados de acordo com os materiais utilizados, o volume de tráfego, condições climáticas e estrutura do pavimento no qual a mistura asfáltica será aplicada. Para o ensaio de IDEAL-CT/IDT-CT, o valor mínimo de CT-Index recomendado é de 75. Já para o HT-IDT, é desejável o valor mínimo de 150 kPa a 50°C.

Para cada um dos ensaios recomendados, deve-se ensaiar, no mínimo, 5 corpos de prova com volume de vazios de  $7,0\% \pm 0,5\%$ . Deve-se verificar, estatisticamente, se o volume de vazios do conjunto é igual. Os corpos de prova devem ser moldados com a mistura asfáltica no teor de ligante preliminar obtido a partir da dosagem tradicional e em dois teores adicionais:  $\pm 0,5\%$ . Todos os corpos de prova devem ser ensaiados e os resultados anotados.

#### **2.4. Definição do teor de ligante de projeto**

Deve-se selecionar um teor de ligante que satisfaça os critérios dos testes de desempenho como o teor de ligante de projeto. Quando não houver um teor de ligante que satisfaça as condições de desempenho, deve-se alterar a granulometria ou o tipo de ligante e repetir o procedimento.

#### **2.5. Testes adicionais**

Após a definição do teor de ligante de projeto, deve-se avaliar a mistura em outras condições desejadas, como o dano por umidade ou trincamento térmico.

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres  
RDT - Recurso de Desenvolvimento Tecnológico

## **ANEXO 04**

**Produtos gerados: Proposta de norma para o uso do conceito de “*Balanced Mix Design*” para a dosagem de misturas asfálticas**

**APLICAÇÃO DO CONCEITO DE “*BALANCED MIX DESIGN*” NO PROJETO DE MISTURA ASFÁLTICA NOVAS E RECICLADAS A QUENTE.**

**Autopista Fernão Dias**

## **Resumo**

Essa abordagem estabelece e ajusta os componentes e as proporções da mistura asfáltica com base na análise de desempenho com requisitos limitados ou inexistentes para as propriedades volumétricas. Requisitos mínimos para as propriedades do ligante asfáltico e do agregado devem ser atendidos. Quando os resultados dos testes de laboratório atenderem aos critérios de desempenho, a volumetria da mistura deve ser verificada para uso na produção da mistura.

## **Abstract**

*This approach establishes and adjusts asphalt mix components and proportions based on performance analysis with limited or no requirements for volumetric properties. Minimum requirements for asphalt binder and aggregate properties must be met. When the results of the laboratory tests meet the performance criteria, the volumetry of the mixture must be verified for use in production.*

## **1. OBJETIVO**

Esse documento serve como estrutura para o projeto de dosagem balanceada de misturas asfálticas, que toma como premissa testes baseados no desempenho das misturas. Essa minuta de norma também pode ser usada para fornecer uma seleção preliminar de parâmetros de mistura como ponto de partida para análises de previsão de desempenho.

## **2. REFERÊNCIA NORMATIVA**

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS.

AASHTO M323 (2022): Standard specification for Superpave volumetric mix design

\_\_\_\_\_. AASHTO M332 (2023): Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test

\_\_\_\_\_. AASHTO PP 105 (2020): Standard practice for balanced design of asphalt mixtures

\_\_\_\_\_. AASHTO R 35 (2022): Standard practice for Superpave volumetric design for asphalt mixtures

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12052 (1992): Solo ou agregado miúdo - Determinação de equivalente de areia - Método de ensaio

\_\_\_\_\_. ABNT NBR NM51 (2001): Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”

ARTERIS. ES 027 (2022): Concreto asfáltico usinado a quente.

\_\_\_\_\_. T84 (2022): Massa específica e absorção de agregados finos.

\_\_\_\_\_. T85 (2022): Massa específica e absorção de agregados graúdos.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2041 (2019): Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of asphalt mixtures

\_\_\_\_\_. ASTM D2872 (2022): Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test)

\_\_\_\_\_. ASTM D4791 (2022): Standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate

\_\_\_\_\_. ASTM D7175 (2015): Standard test method for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer

\_\_\_\_\_. ASTM D7405 (2020): Standard test method for multiple stress creep and recovery (MSCR) of asphalt binder using a dynamic shear rheometer

\_\_\_\_\_. ASTM D8159 (2019): Standard test method for automated extraction of asphalt binder from asphalt mixtures using the vacuum extraction method

\_\_\_\_\_. ASTM D8225 (2019): Standard test method for determination of cracking tolerance index of asphalt mixture using the indirect tensile cracking test at intermediate temperature

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 412 (2019) – Pavimentação – Misturas asfálticas – Análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos e misturas de agregados por peneiramento – Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 439 (2022): Pavimentação – Ligante asfáltico – Avaliação da resistência à fadiga de ligantes asfálticos usando varredura de amplitude linear (LAS – Linear Amplitude Sweep) – Método de ensaio – Especificação de serviço

\_\_\_\_\_. DNIT 447 (2024): Misturas asfálticas – Ensaio de estabilidade e fluência Marshall – Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 425 (2020). Pavimentação – Agregado – Determinação do índice de forma com paquímetro – Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 427 (2020): Pavimentação – Misturas asfálticas – Determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas – Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 428 (2022): Pavimentação – Misturas asfálticas – Determinação da densidade relativa aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados – Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 429 (2020): Misturas Agregados – Determinação da porcentagem de partículas achatadas e alongadas em agregados graúdos - Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 432 (2020): Agregados - Determinação das propriedades de forma por meio do Processamento Digital de Imagens (PDI) - Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 180 (2018): Pavimentação - Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida – Método de ensaio

\_\_\_\_\_. DNIT 178 (2018): Pavimentação asfáltica - Preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – Procediment

### **3. DEFINIÇÕES**

*3.1. Dosagem Balanceada* – Projeto de mistura asfáltica usando testes de desempenho em amostras adequadamente condicionadas que abordam diferentes defeitos em pavimentos asfálticos, podendo levar em consideração o envelhecimento da mistura, o tráfego, o clima e a localização na estrutura do pavimento. As abordagens de dosagem por desempenho são descritas na norma AASHTO PP 105 (2020).

*3.2. Superpave* – Sigla correspondente a *S*Uperior *P*ERformance Asphalt *P*AVEments (Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior) correspondente a uma série de métodos desenvolvidos no *Strategic Highway Research Program* (SHRP – Programa Estratégico de pesquisas rodoviárias).

#### **4. APARELHAGEM**

4.1. *Equipamento para preparação das amostras* – Equipamento correspondente ao procedimento giratório de compactação, ou Compactador Giratório Superpave (CGS), como descrito na norma DNIT-PRO 178 (2018);

4.2. *Aparelho de teste* – O aparelho consiste em um dispositivo de carga axial, dispositivo para centralizar e estabilizar o corpo de prova durante o teste, uma célula de carga, dispositivos de medição da deformação da amostra e um sistema de aquisição de dados, como descrevem as normas DNIT-ME 136 (2018) ou ASTM D8225 (2019).

#### **5. SELEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS**

5.1. Selecionar e caracterizar o ligante asfáltico e os agregados conforme especificação ARTERIS ES 027 (2022);

5.2. Utilizar material fresado (RAP) em até 20% em relação a massa total de agregados. O RAP deve ser caracterizado quando a sua granulometria antes e após extração e deve-se determinar o teor de ligante conforme normas DNIT 412 (2019) e ASTM D8159 (2019).

5.3. O uso de outros materiais e outros teores de RAP não são recomendados pois não foram avaliados no escopo desse procedimento.

#### **6. DOSAGEM VOLUMÉTRICA TRADICIONAL**

6.1. Realizar o procedimento de dosagem volumétrica de mistura asfáltica conforme especificação selecionada: ARTERIS ES 027 (2022), DNIT 447 (2024), ou AASHTO M323 (2022).

6.2. O procedimento de dosagem deve resultar em um teor de ligante preliminar ( $t_{pre}$ ).

#### **7. PREPARAÇÃO DE CORPOS DE PROVA**

7.1. Os ensaios de desempenho devem ser realizados em três teores de ligante: teor de ligante preliminar, teor de ligante preliminar acrescido de 0,5% e teor de ligante preliminar reduzido de 0,5%.

7.2. Preparar, pelo menos, 10 corpos de prova no compactador giratório Superpave por teor de ligante, conforme DNIT 178 (2018). Os corpos de prova devem apresentar diâmetro de  $150,0 \pm 2,0$  mm, altura de  $62,0 \pm 0,5$  mm e volume de vazios de  $7,0 \pm 0,5\%$ .

7.3. Deve-se garantir que os corpos de prova de diferentes teores de ligante apresentem volumes de vazios estatisticamente iguais. Caso contrário, deve-se produzir outros corpos de prova até garantir a igualdade.

## **8. VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO**

8.1. Para a avaliação de resistência à deformação permanente, realizar o ensaio de HT-IDT em, pelo menos, cinco corpos de prova para cada teor de ligante. O ensaio deve ser conduzido conforme norma DNIT 136 (2018), porém com a alteração da temperatura de ensaio para  $50^{\circ}\text{C}$ . Os corpos de prova devem ser condicionados a  $50^{\circ}\text{C}$  em estufa por  $2\text{h} \pm 10$  minutos, e o ensaio deve ser concluído em até 4 minutos após retirar a amostra da estufa.

8.2. Para a avaliação de resistência ao trincamento, realizar o ensaio IDEAL-CT/IDT-CT em, pelo menos, cinco corpos de prova para cada teor de ligante. O ensaio deve ser conduzido conforme a norma ASTM D8225 (2019). Os corpos de prova devem ser condicionados a  $25^{\circ}\text{C}$  em câmara climática por, pelo menos, 4 horas, e o ensaio deve ser concluído em até 4 minutos após retirar a amostra da estufa.

8.3. Calcular o valor médio obtido para cada um dos ensaios e em cada um dos teores de ligante avaliados e o desvio padrão.

## **9. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE LIGANTE DE PROJETO**

9.1. Montar um diagrama de dosagem balanceada conforme Anexo 4.1. Plotar os valores médios de CT-Index em função do teor de ligante e os valores médios de HT-IDT em função do teor de ligante em um eixo secundário. Traçar as linhas de tendência para cada um dos parâmetros.

9.2. Definir o valor máximo de teor de ligante ( $t_{\text{máx}}$ ) na linha de tendência de HT-IDT como aquele teor de ligante que apresenta o valor de HT-IDT mínimo.

9.3. Definir o valor mínimo de teor de ligante ( $t_{\min}$ ) na linha de tendência de CT-Index como aquele teor de ligante que apresenta o CT-Index mínimo.

9.4. Os valores sugeridos de HT-IDT mínimo é de 150 kPa e de CT-Index mínimo é de 70. É importante que esses valores sejam validados para cada material, condição climática e volume de tráfego.

9.4. O teor de ligante de projeto ( $t_{proj}$ ) é definido como a média entre os teores de ligante máximo e mínimo:

$$t_{proj} = \frac{t_{m\acute{a}x} + t_{m\acute{i}n}}{2}$$

9.5. Verificar as propriedades volumétricas para o teor de ligante de projeto. O volume de vazios obtido pode variar entre 3,0% a 5,0%.

## **10. RELATÓRIO DE DOSAGEM**

9.1. O relatório deve incluir a identificação do número do projeto, o nível de tráfego, o tipo de mistura e o número do projeto da mistura, se disponível.

9.2. O relatório deve incluir informações sobre a estrutura do agregado do projeto, incluindo a fonte do agregado, a litologia do agregado, as características de qualidade exigidas e a granulometria.

9.3. O relatório deve conter informações sobre o ligante do projeto, incluindo a fonte do ligante, especificação, grau de desempenho (se disponível) e o tipo de modificador ou aditivo do ligante asfáltico, se usado.

9.4. O relatório deve conter informações sobre o teor de RAP adicionado, teor de ligante no RAP, e granulometria antes e após a extração do ligante.

9.5. O relatório deve apresentar as informações completas da dosagem volumétrica.

9.6. O relatório deve apresentar o diagrama de dosagem por desempenho conforme Anexo 4.1., bem como os valores médios obtidos de CT-Index e HT-IDT para cada um dos teores de ligante, os volumes de vazios médios, os valores de densidade máxima medida e densidade aparente média dos corpos de prova.

9.5. O relatório deve conter informações sobre a mistura asfáltica projetada, incluindo testes de desempenho laboratorial selecionados, teor ideal de ligante asfáltico, propriedades volumétricas com especificações e resultados e critérios de testes de desempenho.

## **11. PRECISÃO E VIÉS**

10.1. Uma declaração de precisão e viés não foi desenvolvida até o momento. Portanto, esta minuta de norma não deve ser usada para aceitação ou rejeição de um material para fins de compra.

## **12. PALAVRAS-CHAVE**

11.1. Dosagem Balanceada, Misturas Asfálticas, Desempenho, Deformação Permanente, Trincamento, Ensaio Laboratoriais, Volumetria.

**ANEXO 4.1.**

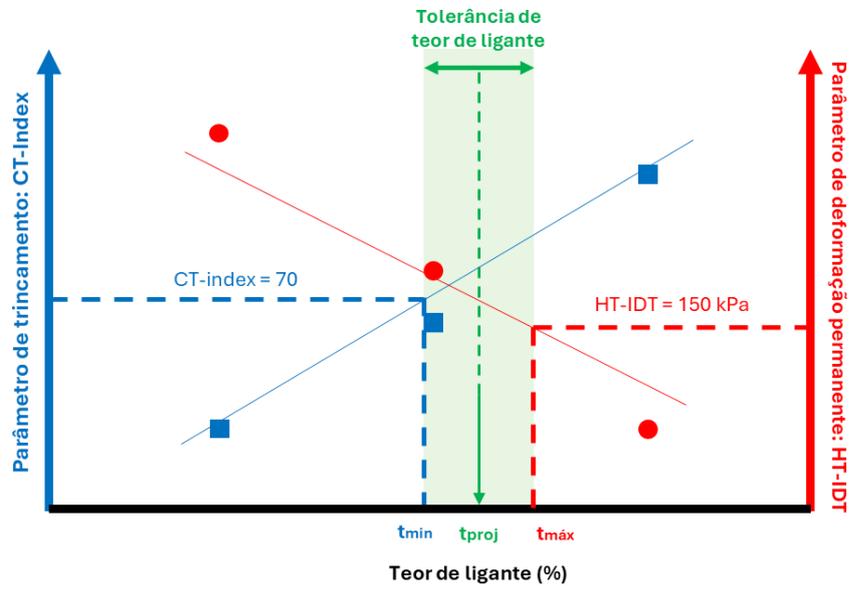


Figura 1 – Diagrama de dosagem balanceada